

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS  
PISOS UBICADO EN SURQUILLO**

**Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL, que presenta el**

**bachiller:**

**Julio Andres Bances Contreras**

**ASESOR: José Alberto Acero Martínez**

Lima, junio del 2020

## RESUMEN

El presente trabajo de tesis consiste en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de seis pisos, destinado a viviendas, ubicado en el distrito de Surquillo, en el Departamento de Lima. El terreno en donde se encuentra el proyecto tiene un área 402 m<sup>2</sup>, mientras que el área construida es de 190 m<sup>2</sup> por piso. El edificio posee doce departamentos, teniendo dos de ellos por nivel, los estacionamientos se encuentran en el primer piso alrededor de la edificación, y se cuenta con doce de estos para que cada propietario cuente con un estacionamiento propio. La cisterna se encuentra enterrada debajo del estacionamiento y solo se tendrá este sistema de almacenamiento de agua.

La cimentación empleada en este proyecto es superficial, con una profundidad mínima de cimentación de -1.50 m, el suelo tiene una capacidad admisible de 4 kg/cm<sup>2</sup>. El sistema de cimentación utilizado es de zapatas aisladas y zapatas conectadas.

El sistema estructural del edificio es de muros estructurales (placas), combinado con pórticos de concreto armado. Para los techos se emplea losas aligeradas armadas en una dirección y losas macizas armadas en dos direcciones, que en conjunto conforman el diafragma rígido de cada nivel de la estructura.

Para este proyecto se empleó el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) vigente y las Normas que lo componen. Para el análisis sísmico se empleó el software ETABS para obtener los desplazamientos y derivas máximas de cada nivel de la edificación, así como para obtener los diagramas de fuerzas internas de la estructura. El diseño en concreto armado se realizó cumpliendo con los lineamientos de la Norma E.060 del RNE, la cual se basa en el diseño por resistencia y capacidad.

La presente tesis contiene criterios de estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis sísmico, diseño en concreto armado (losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas), así como el diseño de la cimentación y otros elementos estructurales que servirán para poder obtener los planos estructurales de la edificación.



*A mis padres por su apoyo incondicional y las enseñanzas brindadas durante toda mi vida. por ser mi guía y haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, todos mis logros se los debo a ustedes entre los que se incluye este.*

*A mi estimado asesor José Acero por su tiempo y conocimientos brindados.*

## ÍNDICE

Capítulo 1. Aspectos Generales .....	1
1.1. Características principales de la edificación .....	1
1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto .....	1
1.3. Normas a utilizar .....	4
1.4. Aspectos generales del diseño en concreto armado (Diseño por Resistencia).....	4
1.4.1. Resistencia de diseño .....	4
1.4.2. Resistencia requerida.....	5
1.5. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño.....	5
1.6. Cargas utilizadas .....	6
1.6.1. Generalidades .....	6
1.6.2. Cargas consideradas y Pesos unitarios .....	6
Capítulo 2. Estructuración y Predimensionamiento.....	8
2.1. Estructuración .....	8
2.2. Predimensionamiento.....	9
2.2.1. Predimensionamiento de losas aligeradas .....	9
2.2.2. Predimensionamiento de losas macizas .....	10
2.2.3. Predimensionamiento de vigas.....	10
2.2.4. Predimensionamiento de vigas chatas.....	11
2.2.5. Predimensionamiento de columnas.....	12
2.2.6. Predimensionamiento de muros de corte .....	13
2.2.7. Predimensionamiento de cisterna.....	15
Capítulo 3. Metrado de cargas de gravedad.....	17
3.1. Generalidades.....	17
3.2. Metrado de losas aligeradas .....	17
3.3. Metrado de losa maciza.....	18
3.4. Metrado de vigas.....	19
3.5. Metrado de columnas .....	21
Capítulo 4. Análisis Sísmico.....	22
4.1. Generalidades.....	22
4.2. Análisis Preliminar.....	22
4.2.1. Zonificación .....	22
4.2.2. Condiciones Geotécnicas .....	23
4.2.3. Factor de amplificación sísmica.....	24
4.2.4. Categoría de la Edificación .....	24
4.2.5. Sistema Estructural.....	24
4.2.6. Configuración estructural.....	25
4.3. Modelo Computacional.....	27
4.4. Periodos Fundamentales .....	28
4.5. Centro de masa y centro de rigidez.....	28
4.6. Análisis dinámico o por superposición espectral.....	29
4.6.1. Espectro de diseño.....	29
4.6.2. Desplazamiento de Respuesta y verificación torsional de la edificación.....	30
(%).....	31
4.7. Análisis Estático.....	37

4.7.1.	Peso de Edificio.....	37
4.7.2.	Fuerza cortante basal estática.....	38
4.8.	Análisis dinámico traslacional.....	39
4.9.	Fuerza cortante mínima en la base.....	41
4.10.	Junta de separación sísmica.....	42
Capítulo 5. Diseño de losas aligeradas y macizas.....		44
5.1.	Diseño de losas aligeradas.....	44
5.1.1.	Diseño por flexión.....	44
5.1.2.	Diseño por corte.....	44
5.1.3.	Control de fisuraciones.....	45
5.1.4.	Control de deflexiones.....	45
5.1.5.	Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	47
5.2.	Diseño de losas macizas.....	54
5.2.1.	Diseño por flexión.....	54
5.2.2.	Diseño por corte.....	54
5.2.3.	Control de deflexiones.....	54
5.2.4.	Ejemplo de diseño de losa maciza.....	55
Capítulo 6. Diseño de Vigas.....		59
6.1.	Generalidades.....	59
6.2.	Diseño por flexión.....	59
6.3.	Corte del Refuerzo.....	59
6.4.	Ganchos estándar.....	60
6.5.	Diseño por corte.....	61
6.6.	Control de fisuraciones.....	63
6.7.	Control de deflexiones.....	63
6.8.	Ejemplo de diseño de viga.....	63
Capítulo 7. Diseño de Columnas.....		72
7.1.	Generalidades.....	72
7.2.	Diseño por flexocompresión.....	72
7.3.	Diseño por corte.....	73
7.4.	Ejemplo de diseño de columna.....	74
Capítulo 8. Diseño de Placas.....		80
8.1.	Generalidades.....	80
8.2.	Diseño por flexocompresión.....	80
8.3.	Diseño por corte.....	80
8.4.	Elementos de borde.....	81
8.5.	Ejemplo de diseño de placa.....	83
Capítulo 9. Diseño de Cimentaciones.....		89
9.1.	Generalidades.....	89
9.2.	Diseño de zapatas aisladas.....	89
9.2.1.	Dimensionamiento de zapatas aisladas.....	89
9.2.2.	Verificación de corte por punzonamiento.....	90
9.2.3.	Verificación de corte.....	91
9.2.4.	Diseño por flexión.....	92
9.2.5.	Ejemplo de diseño de una zapata aislada.....	92

9.3.	Diseño de zapata conectada .....	95
9.3.1.	Ejemplo de diseño de una zapata conectada .....	96
Capítulo 10. Diseño de Elementos Adicionales.....		102
10.1.	Diseño de escalera.....	102
10.1.1.	Análisis estructural .....	102
10.1.2.	Diseño por flexión .....	104
10.1.3.	Diseño por corte.....	104
10.2.	Diseño de cisterna .....	105
10.2.1.	Diseño del muro de cisterna .....	106
10.2.2.	Diseño de la tapa de la cisterna .....	110
10.3.	Diseño del cerco perimétrico de albañilería.....	112
10.3.1.	Diseño del muro de albañilería.....	112
10.3.2.	Diseño de la viga de arriostre .....	114
10.3.3.	Diseño de columneta de arriostre .....	117
10.3.4.	Diseño del cimiento del muro cerco .....	119
Conclusiones.....		121
Bibliografía.....		123



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de reducción de carga ( $\phi$ ) según la Norma E.030.....	4
Tabla 2. Espesores típicos y luces máximas recomendadas en losas aligeradas .....	10
Tabla 3. Parámetros establecidos para el predimensionamiento de placas.....	13
Tabla 4. Área de placas en la dirección X-X .....	14
Tabla 5. Área de placas en la dirección Y-Y .....	14
Tabla 6. Dotación diaria de agua por departamento según la Norma IS.010 .....	15
Tabla 7. Metrado de cargas de la columna C-1 (0.25x0.50 m).....	21
Tabla 8. Factores de zona “Z”.....	23
Tabla 9. Factores de suelo “S”.....	23
Tabla 10. Periodos “Tp” y “Tl” .....	23
Tabla 11. Valores del Coeficiente Básico de Reducción “Ro” para estructuras en concreto armado.....	24
Tabla 12. Periodos fundamentales de vibración .....	28
Tabla 13. Centro de Masa y Rigidez de la estructura .....	29
Tabla 14. Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional utilizando el Método automático en la dirección X-X.....	31
Tabla 15. Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional utilizando el Método automático en la dirección Y-Y.....	32
Tabla 16. Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional desplazando el centro de masas en la dirección X-X.....	34
Tabla 17. Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional desplazando el centro de masas en la dirección Y-Y.....	34
Tabla 18. Peso de la edificación .....	37
Tabla 19. Cortantes basales estáticas resultantes en ambas direcciones de análisis.....	38
Tabla 20. Distribución de fuerzas estáticas por nivel en la dirección X-X.....	39
Tabla 21. Distribución de fuerzas estáticas por nivel en la dirección Y-Y.....	39
Tabla 22. Comprobación entre los periodos obtenidos en un análisis 3D y un análisis traslacional.....	41
Tabla 23. Comparación entre las cortantes basales obtenidas en el análisis dinámico 3D y el análisis traslacional .....	41
Tabla 24. Factores de escalamiento de las cortantes basales dinámicas.....	41
Tabla 25. Porcentaje de las fuerzas basales tomado por las placas en cada dirección de análisis.....	42
Tabla 26. Cantidades de acero máximo y mínimo para una losa aligerada típica.....	44
Tabla 27. Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en vigas o losas nervadas en una dirección.....	46
Tabla 28. Diseño por flexión del momento positivo de la vigueta analizada.....	48
Tabla 29. Cálculo del parámetro “Z” para el control de fisuraciones en la vigueta analizada .....	49
Tabla 30. Comparación entre las deflexiones calculadas y las permitidas por la Norma E.030 .....	52
Tabla 31. Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en losas macizas en una dirección .....	54
Tabla 32. Momentos últimos resultantes para cada dirección de análisis .....	56
Tabla 33. Cortantes últimas resultantes para cada dirección de análisis .....	56
Tabla 34. Diseño por flexión del paño de losa maciza analizado .....	57
Tabla 35. Longitudes de desarrollo en tracción del refuerzo.....	60



Tabla 36. Longitudes de anclaje con gancho estándar para concreto con $f'c$ de 210 kg/cm <sup>2</sup> .....	61
Tabla 37. Diseño por flexión de los momentos positivos y negativos de la viga analizada ....	64
Tabla 38. Control de fisuraciones de la viga VP-01 .....	69
Tabla 39. Cargas obtenidas del análisis estructural de la columna C-1 .....	75
Tabla 40. Combinaciones de cargas últimas de la columna C-1 .....	75
Tabla 41. Capacidades en los nudos relacionados con $P_u$ (tn) para cada combinación .....	77
Tabla 42. Combinaciones de $V_u$ (tn) resultantes de amplificar el sismo por 2.5 .....	78
Tabla 43. Cargas obtenidas del análisis estructural de la placa PL-3 .....	83
Tabla 44. Combinaciones de cargas últimas de la placa PL-3 .....	84
Tabla 45. Cargas obtenidas del análisis estructural de la zapata a diseñar .....	92
Tabla 46. Diseño por flexión de muros de cisterna .....	109
Tabla 47. Diseño por flexión de la viga de arriostre .....	116
Tabla 48. Diseño por flexión de la columneta de arriostre .....	118
Tabla 49. Fuerzas y momentos actuantes en el muro cerco .....	120
Tabla 50. Fuerzas y momentos resistentes en el muro cerco .....	120





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Planta de arquitectura del primer piso .....	2
Figura 2. Planta de arquitectura de un piso típico.....	3
Figura 3. Área tributaria de la columna C-1 .....	12
Figura 4. Planta de estructuración.....	16
Figura 5. Vigueta a analizar para el metrado de cargas .....	17
Figura 6. Esquema de cargas en servicio actuantes en la vigueta analizada.....	18
Figura 7. Paño de losa maciza a analizar para el metrado de cargas .....	18
Figura 8. Área tributaria a considerar para el metrado de cargas de la viga VP-01 .....	19
Figura 9. Esquema de cargas actuantes en servicio en la viga analizada .....	20
Figura 10. Zonas sísmicas.....	22
Figura 11. Esquina entrante ubicada entre los ejes B y C.....	26
Figura 12. Modelo computacional del edificio .....	27
Figura 13. Localización del centro de masa y rigidez de una planta típica .....	29
Figura 14. Espectro de pseudoaceleraciones $S_a(g)$ vs $T$ (seg.).....	30
Figura 15. Asignación de la excentricidad accidental utilizando el Método automático .....	31
Figura 16. Desplazamiento más desfavorable del centro de masa en la dirección Y para obtener los máximos desplazamientos inelásticos en la dirección X-X .....	33
Figura 17. Desplazamiento más desfavorable del centro de masa en la dirección X para obtener los máximos desplazamientos inelásticos en la dirección Y-Y .....	33
Figura 18. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección X-X utilizando el método automático.....	35
Figura 19. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección Y-Y utilizando el método automático.....	36
Figura 20. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección X-X desplazando el centro de masa.....	36
Figura 21. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección Y-Y desplazando el centro de masa.....	37
Figura 22. Grados de libertad seleccionados para realizar el análisis traslacional en la dirección X-X en el software ETABS .....	40
Figura 23. Grados de libertad seleccionados para realizar el análisis traslacional en la dirección Y-Y en el software ETABS .....	40
Figura 24. Valores de $\xi$ según la duración de la carga en meses.....	47
Figura 25. Esquema de cargas últimas actuantes en la vigueta analizada .....	47
Figura 26. Diagrama de momento flector último de la vigueta analizada .....	47
Figura 27. Diagrama de fuerzas cortantes últimas de la vigueta analizada .....	48
Figura 28. Diagrama de momento flector en condiciones de servicio de la vigueta analizada .....	49
Figura 29. Esquema final del refuerzo colocado en la losa aligerada analizada.....	53
Figura 30. Número de tabla de Kalmanok a emplear para el diseño de losa maciza.....	55
Figura 31. Esquema estructural del paño de losa maciza asociado a la Tabla N°16 de Kalmanok.....	56
Figura 32. Distribución final del refuerzo colocado en la losa maciza analizada.....	58
Figura 33. Corte teórico de acero.....	60
Figura 34. Anclaje con gancho estándar .....	61
Figura 35. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en vigas según la Norma E.060...	63
Figura 36. Envoltorio de momentos flectores (tn.m) de la viga VP-01 .....	64
Figura 37. Envoltorio de fuerzas cortantes (tn) de la viga VP-01 a “d” de la cara.....	64
Figura 38. Puntos teóricos de corte de bastones de la viga VP-01 .....	65

Figura 39. Momentos nominales en sentido antihorario para el diseño por capacidad .....	66
Figura 40. Momentos nominales en sentido horario para el diseño por capacidad .....	66
Figura 41. Diagrama de fuerzas cortantes obtenidos del diseño por capacidad .....	67
Figura 42. Envoltorio de fuerzas cortantes últimas (tn) obtenidos por amplificar el sismo por 2.5 .....	67
Figura 43. Diagrama de momentos flectores (tn.m) debido a cargas en servicio de la viga VP-01 .....	69
Figura 44. Refuerzo final de la viga VP-01 con longitudes de desarrollo .....	70
Figura 45. Refuerzo final de la viga VP-01 con ganchos estándar .....	71
Figura 46. Diagrama de interacción para el diseño por flexocompresión .....	72
Figura 47. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en columnas según la Norma E.060 .....	74
Figura 48. Sección transversal de la columna analizada.....	76
Figura 49. Diagrama de interacción en la dirección X-X .....	76
Figura 50. Diagrama de interacción en la dirección Y-Y .....	76
Figura 51. Diseño final de la columna analizada.....	79
Figura 52. Elementos confinados de borde en muros .....	83
Figura 53. Placa PL-3 a diseñar .....	83
Figura 54. Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones.....	85
Figura 55. Diagrama de Interacción de la palca PL-3 en la dirección X-X.....	86
Figura 56. Diagrama de interacción de la placa PL-3 en la dirección Y-Y .....	86
Figura 57. Diseño final de la placa PL-3 (primer piso) .....	88
Figura 58. Sección crítica para la verificación por punzonamiento en zapatas .....	90
Figura 59. Sección crítica para la verificación por corte en zapatas.....	91
Figura 60. Diseño final de la zapata aislada de la placa PL-2 .....	95
Figura 61. Análisis de una zapata conectada .....	95
Figura 62. Modelo estructural para diseñar las zapatas conectadas y vigas de cimentación...	96
Figura 63. Esfuerzos admisibles en las zapatas analizadas debido a cargas de servicio .....	97
Figura 64. Esfuerzos admisibles en las zapatas analizadas debido a cargas de sismo.....	97
Figura 65. Envoltorio de momentos máximos positivos en la dirección X-X.....	98
Figura 66. Envoltorio de momentos máximos negativos en la dirección X-X.....	98
Figura 67. Envoltorio de momentos máximos positivos en la dirección Y-Y.....	99
Figura 68. Envoltorio de momentos máximos negativos en la dirección Y-Y.....	99
Figura 69. Refuerzo por flexión colocado a las zapatas conectadas analizadas .....	100
Figura 70. Envoltorio de momentos flectores (tn.m) de la viga VC-01 .....	100
Figura 71. Envoltorio de momentos flectores (tn.m) de la viga VC-02 .....	100
Figura 72. Diseño final de la viga de cimentación VC-01 .....	101
Figura 73. Diseño final de la viga de cimentación VC-02.....	101
Figura 74. Esquema de cargas últimas del tramo de escalera analizado .....	103
Figura 75. DFC (tn) y DMF (tn.m) del tramo de escalera analizado.....	104
Figura 76. Diseño final del primer tramo de escalera .....	105
Figura 77. Número de tabla de Kalmanok a emplear para el diseño de muros .....	106
Figura 78. Características geométricas de la cisterna a analizar.....	106
Figura 79. Momentos máximos positivos y negativos en el muro “A” debido a la presión hidrostática del agua .....	107
Figura 80. Momentos máximos positivos y negativos en el muro “B” debido a la presión hidrostática del agua .....	107
Figura 81. Momentos máximos positivos y negativos en la dirección X-X.....	108
Figura 82. Momentos máximos positivos y negativos en la dirección Y-Y .....	108

Figura 83. Corte de cisterna con el refuerzo final colocado .....	111
Figura 84. Muro cerco de albañilería a analizar .....	112
Figura 85. Valores de coeficiente de momento “m” y dimensión crítica “a” .....	113
Figura 86. Área tributaria que soporta la viga de arriostre .....	115
Figura 87. Esquema de cargas últimas que actúan sobre la viga de arriostre .....	116
Figura 88. DMF (kg.m) de la viga de arriostre .....	116
Figura 89. DFC (kg) de la viga de arriostre .....	116
Figura 90. Área tributaria que soporta la columneta de arriostre .....	117
Figura 91. Esquema de cargas, DMF (kg.m) y DFC (kg) de la columneta de arriostre .....	118
Figura 92. Dimensiones y fuerzas actuantes en el cerco perimétrico .....	119



## Capítulo 1. Aspectos Generales

---

### 1.1. Características principales de la edificación

El proyecto que se va a analizar y diseñar en la presente tesis se denomina “Edificio Villa Lisboa” y es una edificación multifamiliar de seis pisos ubicada en el distrito de Surquillo, en el departamento de Lima. Este edificio se encuentra en una esquina y solo se encuentra limitado lateralmente por una edificación vecina por el norte, por su lado oriental está limitado por la Calle Varsovia, por el sur se ubica su fachada principal que colinda con la Calle Lisboa y por el oeste está limitado por un estacionamiento público dejado por la urbanizadora para los vecinos de la zona. El área del terreno es de 402 m<sup>2</sup>, mientras que el área construida por piso es de 190 m<sup>2</sup>.

Para esta edificación se utilizará un sistema estructural de muros de concreto armado y pórticos conformados por vigas y columnas, dada la geometría del edificio y a las características arquitectónicas de este, los muros o placas principales se ubicaron en la fachada colindante con la edificación vecina, así como en la caja del ascensor y las esquinas exteriores de la edificación. La cimentación será superficial con una capacidad portante del suelo de 4 kg/cm<sup>2</sup>, que es una capacidad característica del suelo gravoso de Lima. Para el diseño de este edificio se ha empleado el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

### 1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

El Edificio Villa Lisboa es una edificación de viviendas multifamiliares que consta de seis niveles, donde cada nivel tiene una altura típica de entrepiso de 2.60 m. La edificación cuenta con dos departamentos por piso haciendo un total de doce de estos en toda la edificación.

Cada departamento cuenta con una misma distribución interior: una sala, un comedor, una cocina, lavandería, un estudio, un baño compartido y dos dormitorios (el dormitorio principal cuenta con un baño propio). Los doce estacionamientos con los que cuenta el edificio están ubicados en el primer nivel, ocho al lado de la fachada principal y cuatro al lado de su frente occidental. Para una buena circulación vertical, el edificio cuenta con un ascensor y una escalera principal, cuyos accesos están ubicados en el hall de ingreso del primer piso, en la azotea se encuentra el acceso al cuarto de máquinas de dicho ascensor.

Para una mejor comprensión de las características arquitectónicas del proyecto, en las Figuras 1 y 2 se muestran los planos de arquitectura del primer nivel y de un piso típico respectivamente.



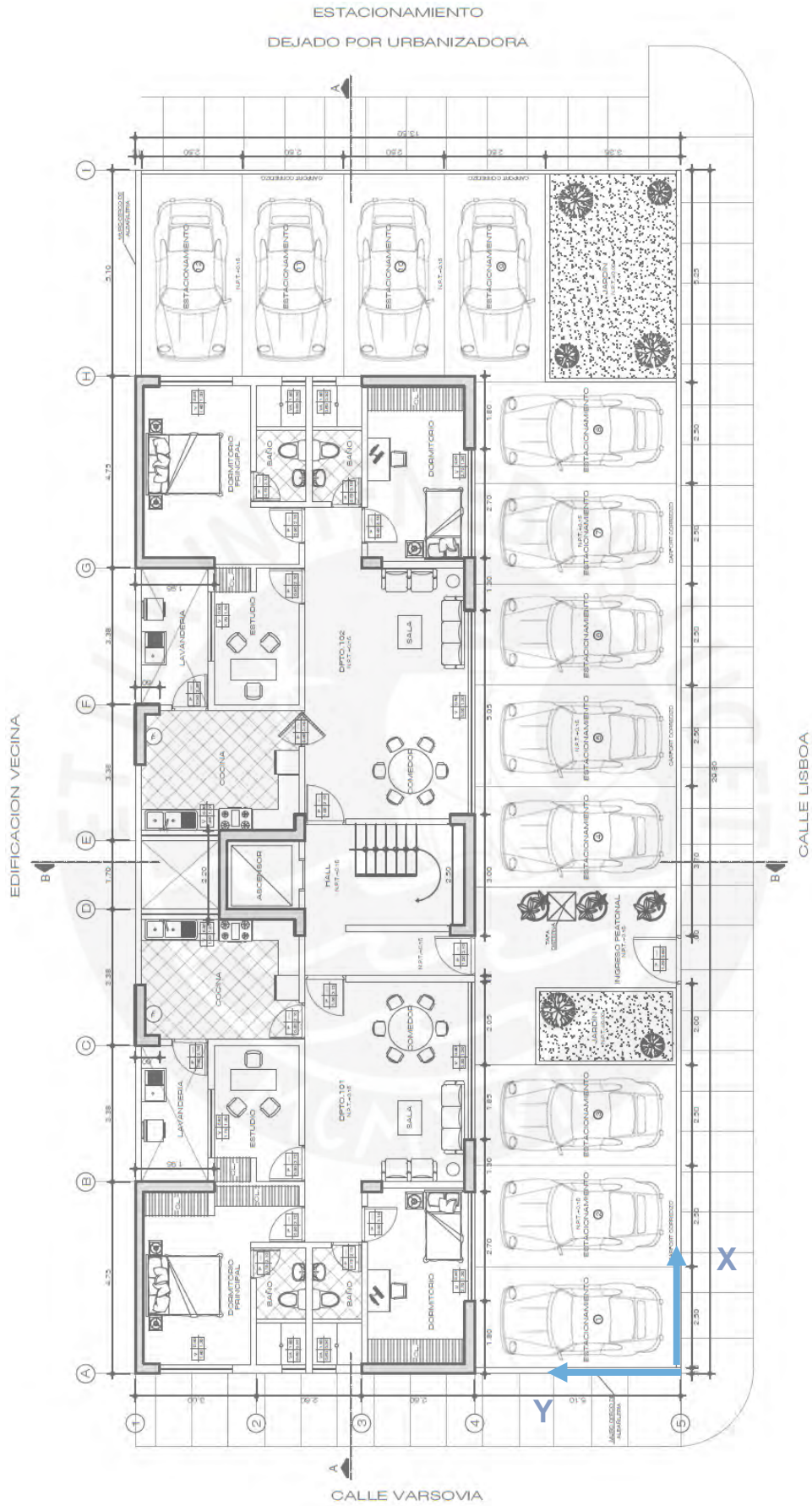


Figura 1. Planta de arquitectura del primer piso  
Elaboración propia



### 1.3. Normas a utilizar

El diseño de este proyecto se realizará dentro del marco normativo del Reglamento Nacional de Edificaciones, el cual a su vez se subdivide en varios capítulos y normas legales. A continuación, se muestran todas las normas que emplearemos y de las cuales nos referiremos durante el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que componen el edificio.

- E020. Cargas
- E030. Diseño sismorresistente
- E050. Suelos y cimentaciones
- E060. Concreto armado
- E070. Albañilería

### 1.4. Aspectos generales del diseño en concreto armado (Diseño por Resistencia)

El artículo 9.1.1 de la Norma E.060 nos señala que el principio básico del diseño por resistencia consiste en diseñar los diferentes elementos estructurales para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) iguales o mayores a las resistencias requeridas ( $R_u$ ).

$$\text{Resistencia de diseño } (\phi R_n) \geq \text{Resistencia requerida } (R_u)$$

#### 1.4.1. Resistencia de diseño

Para calcular las resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) se debe multiplicar a la resistencia nominal, calculada de acuerdo a los requisitos y suposiciones que establece la Norma E.060, por factores de reducción de resistencia, para cada tipo de solicitación a la que esté sometido el elemento estructural le corresponderá un factor de reducción ( $\phi$ ) diferente.

En la Tabla 1 se presenta los factores de reducción descritos en la Norma E.060 dependiendo del tipo de solicitación a la que está sometido el elemento estructural.

Tabla 1  
*Factores de reducción de carga ( $\phi$ ) según la Norma E.060*

Solicitación	Factor de Reducción ( $\phi$ )
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Flexocompresión y compresión en elementos con estribos	0.70
Aplastamiento	0.70

*Nota.* Tomado de “NTP E.060 Concreto Armado”, por SENCICO, 2009.



### 1.4.2. Resistencia requerida

El cálculo de la resistencia requerida ( $R_u$ ) se da mediante combinaciones de cargas y factores de amplificación que afectan a los diferentes tipos de fuerzas que actúan sobre los elementos estructurales, para este proyecto las cargas involucradas en el diseño son las siguientes: carga muerta (CM), carga viva (CV) y carga de sismo (CS), estas cargas se definirán más adelante en el ítem 1.6.

La resistencia requerida ( $R_u$ ) deberá ser como mínimo el mayor valor entre las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

### 1.5. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

Los materiales y sus respectivas características mecánicas que se utilizan en este proyecto son los siguientes:

#### Concreto

Se emplea un concreto de resistencia convencional con las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 15000 \cdot \sqrt{f'c} = 217\,371 \text{ kg/cm}^2$

#### Acero corrugado

La armadura está compuesta por barras corrugadas de acero ASTM 615 grado 60 con las siguientes características:

- Esfuerzo de fluencia:  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

## Albañilería

Los tabiques y parapetos de la edificación están conformados por unidades de albañilería de arcilla cocida huecas, comúnmente llamados ladrillos pandereta, con un peso específico de  $1\,350\text{ kg/m}^3$ , para el cerco perimétrico de la edificación se emplearon unidades de albañilería macizas tipo King Kong con un peso específico de  $1\,800\text{ kg/m}^3$ .

### 1.6. Cargas utilizadas

#### 1.6.1. Generalidades

Las cargas que se detallan a continuación son las mismas a los que nos referimos en el acápite 1.4.2 y cuyas definiciones son las siguientes:

- Carga muerta (CM)

Son cargas gravitatorias que actúan de forma permanente durante la vida útil de la estructura, tales como el peso propio de los materiales que conforman el sistema estructural del edificio, el peso de los tabiques, el peso del piso terminado, el peso de los acabados y de cualquier otro elemento que estará presente permanentemente durante la vida útil de la edificación.

- Carga viva (CV)

Son cargas gravitatorias móviles que no actúan de forma permanente durante la vida útil de la estructura, tales como el peso de los ocupantes, muebles, equipos o algún otro elemento que solo estará por un determinado tiempo en la edificación.

- Carga de sismo (CS)

Son las cargas que se generan en la estructura debido a la demanda sísmica de los terremotos.

#### 1.6.2. Cargas consideradas y Pesos unitarios

Para las cargas muertas (CM) se emplea los siguientes pesos unitarios:

- Concreto armado  $2\,400\text{ kg/m}^3$
- Piso terminado (e = 5 cm)  $100\text{ kg/m}^2$
- Albañilería hueca (pandereta)  $1\,350\text{ kg/m}^3$
- Albañilería maciza (King Kong)  $1\,800\text{ kg/m}^3$

Para las cargas vivas (CV) nos basaremos en las cargas establecidas en la Norma E.020 de Cargas.

- Sobrecarga (viviendas) 200 kg/m<sup>2</sup>
- Corredores y escaleras (viviendas) 200 kg/m<sup>2</sup>
- Azotea 100 kg/m<sup>2</sup>



## Capítulo 2. Estructuración y Predimensionamiento

---

### 2.1. Estructuración

Se requiere un criterio sismorresistente para realizar la estructuración de un edificio que se encuentra dentro de una zona de alta sismicidad como Lima, buscando que la edificación tenga un comportamiento elástico para sismos leves frecuentes y un comportamiento inelástico aceptable para sismos raros. Para lograr este comportamiento se siguieron los siguientes criterios:

- Simplicidad y simetría

Una estructura debe ser lo más simple y simétrica posible ya que de esta manera se podrá predecir su comportamiento en un sismo, además que se evita el problema de torsión que puede causar daños severos a la edificación.

- Resistencia y ductilidad

Para que una edificación tenga una adecuada resistencia debe contar con un buen número de columnas y placas que proporcionen ductilidad a esta. Con una buena resistencia es más difícil que una estructura alcance el estado inelástico, y con una alta ductilidad se tendrá una adecuada formación de rótulas plásticas en un sismo severo, cabe resaltar que las rótulas se deben generar primero en las vigas y no en las columnas, de esta manera se formará un mecanismo de colapso óptimo.

- Hiperestaticidad y monolitismo

La Hiperestaticidad de una estructura permite la producción de un conjunto de rótulas plásticas mejorando la disipación de energía sísmica y su capacidad resistente.

- Uniformidad y continuidad

Una edificación debe ser continua tanto en elevación como en planta para garantizar una adecuada distribución de cargas y evitar que se concentren esfuerzos.

- Diafragma Rígido

Una losa es considerada como un diafragma rígido cuando esta posee una alta rigidez axial. La hipótesis de diafragma rígido debe cumplirse para poder asumir una distribución de fuerzas horizontales en los elementos verticales de acuerdo a las rigideces de estos.

- Rigidez Lateral

Para que una edificación tenga una adecuada rigidez lateral debe contar con un buen número de columnas y placas, además debe tener vigas peraltadas para que, conjuntamente, reduzcan los desplazamientos laterales que genera un sismo importante.

La estructuración inició en base a los planos de arquitectura propuestos para el proyecto, se trató de no alterarlos considerablemente, haciendo cambios mínimos para poder aplicar los criterios mencionados anteriormente.

En la dirección X-X se colocó placas en la fachada colindante con la edificación vecina (eje 1, Figura 1) y en menor proporción en la fachada principal (eje 4, Figura 1), para la dirección Y-Y se colocó placas de manera simétrica (ejes A, B, G y H, Figura 1) también se tienen placas que aportan rigidez a las dos direcciones de análisis como lo son la placa del ascensor y las que se encuentran en las esquinas exteriores de la edificación, además de contar con muros de corte la estructura posee pórticos formados por las uniones entre vigas y columnas.

El sistema de losas es de tipo aligerado convencional en los paños que poseen una geometría rectangular con luces no muy largas, y de tipo maciza para los paños que se encuentren en la zona de transición entre departamentos y para los que tengan ductos colindantes. Las vigas chatas se colocarán para cargar los tabiques que se encuentren orientados de manera paralela a las viguetas en losas aligeradas.

## **2.2. Predimensionamiento**

El predimensionamiento consiste en determinar dimensiones tentativas para los elementos estructurales según recomendaciones basadas en las buenas prácticas constructivas y, también, tomando en cuenta las sugerencias que brinda el Reglamento Nacional de Edificaciones. Las dimensiones que se calcularán en esta primera instancia deberán ser corroboradas más adelante cuando se realice el análisis sísmico de la estructura y en el diseño de cada elemento estructural.

### **2.2.1. Predimensionamiento de losas aligeradas**

El peralte de las losas aligeradas se podrá dimensionar teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

Tabla 2

*Espesores típicos y luces máximas recomendadas en losas aligeradas*

Luz	Peralte (h)
$L \leq 4 \text{ m}$	17 cm
$4 \text{ m} \leq L \leq 5.5 \text{ m}$	20 cm
$5 \text{ m} \leq L \leq 6.5 \text{ m}$	25 cm
$6 \text{ m} \leq L \leq 7.5 \text{ m}$	30 cm

*Nota.* Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, por Blanco, 1994.

En nuestro caso se tienen aligerados con luces máximas iguales a 4.25 m, por lo que se escogerá un peralte de losa igual a 20 cm.

### 2.2.2. Predimensionamiento de losas macizas

Para calcular el espesor de las losas macizas se empleó el siguiente criterio

$$h = \frac{\text{Perímetro}}{180} \quad (\text{Blanco, 1994})$$

Este criterio, como lo expresa la fórmula mostrada anteriormente, consiste en dividir al perímetro del paño de losa maciza entre 180, para nuestro proyecto se tienen paños simétricos de 2 x 3.375 m, por lo que el peralte resultante es el siguiente:

$$h = \frac{2 + 2 + 3.375 + 3.375}{180} = 6 \text{ cm}$$

El peralte obtenido es de 6 cm, y es un valor pequeño debido a que los paños analizados son de reducida área, para fines prácticos y para asegurar un comportamiento de diafragma rígido se optará por colocar un espesor de 20 cm.

### 2.2.3. Predimensionamiento de vigas

Las vigas se predimensionan considerando un peralte (h) que esté comprendido entre un décimo y un doceavo de la luz libre de estas, el ancho mínimo que recomienda la Norma E.060 de Concreto Armado es de 25 cm para vigas que forman pórticos o elementos sismorresistentes, es decir, para vigas sísmicas. En nuestro proyecto la mayor luz de viga que se tiene es de 6.10 m, por tanto:

$$0.50 \text{ m} = \frac{6.10 \text{ m}}{12} \leq h \leq \frac{6.10 \text{ m}}{10} = 0.61 \text{ m}$$

Por criterios arquitectónicos se decidió colocar vigas con el peralte mínimo calculado anteriormente de 50 cm, con anchos de 25 cm, teniendo así vigas típicas de 0.25x0.50 m.

### 2.2.4. Predimensionamiento de vigas chatas

Las vigas chatas tendrán un peralte ( $h$ ) de 20 cm, y los anchos de estas serán calculados de acuerdo a las solicitaciones de fuerzas cortantes producidas por los tabiques que carguen.

A continuación, se calculará el ancho ( $b$ ) necesario para una viga chata ubicada entre los ejes 2 y 3 (ver Figura 4). La cortante última producida por el tabique y el peso propio de la viga chata, que está simplemente apoyada, se calcula de la siguiente manera:

$$Vu = 1.4 \cdot (V_{\text{tabique}} + V_{\text{peso propio}})$$

$$Vu = 1.4 \cdot \left[ (\gamma_{\text{tab}} \cdot H \cdot e \cdot \frac{l}{2}) + (\gamma_{\text{C.A.}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{l}{2}) \right]$$

Donde:  $\gamma_{\text{tab}}$  = peso específico del tabique ( $\text{tn/m}^3$ )

$\gamma_{\text{C.A.}}$  = peso específico del concreto armado ( $\text{tn/m}^3$ )

$H$  = altura del tabique (m)

$h$  = peralte de viga chata (m)

$e$  = espesor del tabique (m)

$b$  = ancho de viga (m)

$l$  = luz de la viga (m)

Para estimar la fuerza cortante producida en la viga debido a su propio peso se colocará un ancho inicial “ $b$ ” igual a 15 cm. Reemplazando los valores en la ecuación tenemos:

$$Vu = 1.4 \cdot \left[ (1.35 \cdot 2.10 \cdot 0.15 \cdot \frac{4.25}{2}) + (2.40 \cdot 0.15 \cdot 0.20 \cdot \frac{4.25}{2}) \right] = 1.48 \text{ tn} = 1\,480 \text{ kgf}$$

La cortante resistente de la viga chata ( $\emptyset V_n$ ) debe ser igual o mayor a la cortante última ( $V_u$ ) y se halla de la siguiente forma:

$$\emptyset V_n = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d, \text{ donde “}d\text{” es el peralte efectivo de la viga}$$

$$\emptyset V_n = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot 17$$

Reemplazando las ecuaciones mostradas anteriormente ( $\emptyset V_n = 1\,480 \text{ kgf}$ ) y despejando el valor de “ $b$ ” obtenemos:

$$b = 13.36 \text{ cm}$$

Se optará por colocar un ancho “ $b$ ” igual a 15 cm, teniendo así vigas chatas de 0.15x0.20 m.



### 2.2.5. Predimensionamiento de columnas

Para esta edificación, que cuenta con una cantidad de placas considerable que se encargarán de absorber casi la totalidad de la demanda sísmica, las columnas se dimensionan de acuerdo a las cargas de gravedad que reciban. Bajo estas condiciones el área que necesitarán las columnas de este proyecto se puede calcular usando la siguiente expresión:

$$Area\ columna = \frac{P_{servicio}}{0.45f'_c} \quad (\text{Blanco, 1994})$$

Donde:

$$P_{servicio} = (\text{Área tributaria}) \cdot (\text{Carga de servicio asumida}) \cdot (N^{\circ} \text{ pisos})$$

La carga unitaria asumida será de  $1 \text{ tn/m}^2$ , que es un valor adecuado para un edificio de viviendas.

A modo de ejemplo se predimensionará la columna C-1 que se encuentra en la intersección de los ejes 2 y B:

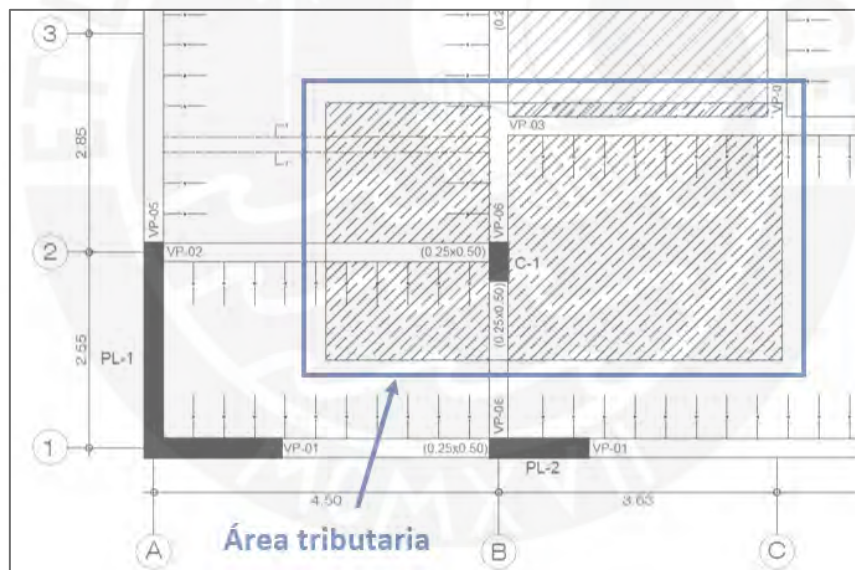


Figura 3. Área tributaria de la columna C-1

Elaboración propia

Reemplazando los valores obtenidos en la expresión mencionada anteriormente tenemos:

$$Área\ col. = \frac{19.47 \text{ m}^2 \cdot 1\ 000 \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ pisos}}{0.45 \cdot 210}$$

$$Área\ col. = 1\ 236.19 \text{ cm}^2$$

Se colocará una sección con un área igual o mayor a la requerida, sin embargo, cabe mencionar que la sección escogida deberá verificarse ya que deberá cubrir los efectos de flexocompresión que se desarrollarán en el Capítulo 7, para este análisis preliminar se escoge una columna con una sección de 0.25x0.50 m que brinda un área total de 1 250 cm<sup>2</sup>.

### 2.2.6. Predimensionamiento de muros de corte

Las placas son elementos que tienen como función principal absorber las fuerzas laterales de sismo, por lo que el número de placas colocado debe ser el necesario para otorgar rigidez suficiente a la estructura. Como método rápido y aproximado se colocarán placas de 20 cm y 25 cm de espesor de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas existentes y se realizará un análisis preliminar de predimensionamiento para comprobar que se halla colocado un suficiente número de placas, así como espesores y longitudes adecuados.

Para el predimensionamiento de estos elementos se utilizará la siguiente expresión:

$$Vu = \left( \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \right) \cdot W_{unit} \cdot Aplanta \cdot N^{\circ}pisos$$

Los parámetros utilizados en esta expresión se detallan en la Tabla 3.

Tabla 3

*Parámetros establecidos para el predimensionamiento de placas*

Parámetro	Valor
Z (factor de zona)	0.45
U (factor de uso)	1.00
C (coeficiente de amplificación sísmica asumido)	2.50
S (factor de suelo)	1.00
R (coeficiente básico de reducción)	6.00
Wunit. (carga unitaria asumida tn/m <sup>2</sup> )	1.00
Aplanta (área en planta del edificio m <sup>2</sup> )	190

*Nota.* Fuente: Elaboración propia

Estos parámetros y sus respectivos valores se definirán y hallarán apropiadamente en el Capítulo 4 de Análisis sísmico, para este predimensionamiento se asumirán los valores que se muestran en la Tabla 3 como método rápido y aproximado. Reemplazando los valores en la fórmula antes propuesta tenemos:

$$Vu = \frac{0.45 \cdot 1.00 \cdot 2.50 \cdot 1.00}{6} \cdot 1 \cdot 190 \cdot 6 = 213.75 \text{ tn}$$

La cortante basal obtenida ( $V_u$ ) para el predimensionamiento debe ser menor o igual a las fuerzas cortantes ejercidas por las placas, tal que cumpla la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde  $V_u$  es la cortante requerida hallada anteriormente y  $\phi V_n$  se halla de la siguiente manera:

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{placas}$$

Igualando las ecuaciones obtenemos el valor para el área de placas necesaria en cada dirección de análisis:

$$A_{placas} = 32\,741 \text{ cm}^2 = 3.27 \text{ m}^2$$

Se necesitarán  $3.27 \text{ m}^2$  de placas en cada dirección de análisis, por lo que se procederá a comprobar que el área de placas colocada preliminarmente cumpla con esta condición.

Tabla 4

*Área de placas en la dirección X-X*

Placas (eje X)	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m <sup>2</sup> )
PL-1	1.80	0.25	0.450
PL-1A	1.80	0.25	0.450
PL-2	2.60	0.25	0.650
PL-3	3.00	0.25	0.750
PL-4	4.75	0.20	0.950
PL-4A	4.75	0.20	0.950
PL-5	1.50	0.25	0.375
PL-5A	1.50	0.25	0.375
PL-6	2.20	0.20	0.440
PL-6	1.30	0.25	0.325
Total			5.715

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 5

*Área de placas en la dirección Y-Y*

Placas (eje Y)	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m <sup>2</sup> )
PL-1	2.80	0.25	0.700
PL-1A	2.80	0.25	0.700
PL-3	1.20	0.25	0.300
PL-4	2.55	0.25	0.638
PL-4A	2.55	0.25	0.638
PL-5	0.60	0.25	0.150
PL-5A	0.60	0.25	0.150
PL-6	2.13	0.25	0.531
Total			3.806

Nota. Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en las Tablas 4 y 5 el área de placas colocadas en cada dirección de análisis es mayor a  $3.27 \text{ m}^2$  por lo que se cumple con esta condición de análisis, sin embargo, cabe recalcar, que estas dimensiones de placas son preliminares y se tendrá que verificar que los espesores y longitudes colocados controlen los desplazamientos laterales debido a los requerimientos sísmicos, este análisis, como se mencionó anteriormente, se realizará en el Capítulo 4.

### 2.2.7. Predimensionamiento de cisterna

La Norma IS.010 del Reglamento Nacional de Edificaciones en su acápite 2.4. de Almacenamiento y Regulación establece que cuando solo exista cisterna en una edificación, como en nuestro caso, su capacidad será como mínimo igual a la dotación diaria con un volumen mínimo de  $1 \text{ m}^3$ , por lo que se procederá a calcular la dotación diaria según lo establecido en la mencionada norma.

Tabla 6

*Dotación diaria de agua por departamento según la Norma IS.010*

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento ( $\text{m}^3/\text{d}$ )
1 dormitorio	0.50
2 dormitorios	0.85
3 dormitorios	1.20
4 dormitorios	1.35
5 dormitorios	1.50

*Nota.* Tomado de “NTP I.S.010 Instalaciones Sanitarias”. por SENCICO, 2006.

El edificio cuenta con 12 departamentos, cada uno de ellos con 2 dormitorios, por lo que la dotación diaria necesaria es la siguiente:

$$\text{Dotación diaria} = 0.85 \cdot 12 = 10.2 \text{ m}^3$$

Además, el inciso 4.2 de la Norma IS.010 referente a agua contra incendios, indica que la capacidad de almacenamiento mínima para combatir incendios debe ser igual a  $25 \text{ m}^3$ . Por lo que la capacidad total necesaria de la cisterna será:

$$\text{Capacidad de la cisterna} = 10.2 + 25 = 35.2 \text{ m}^3$$

Se escogerá una cisterna con una capacidad total de  $40 \text{ m}^3$ .

El esquema estructural final resultante es el siguiente:

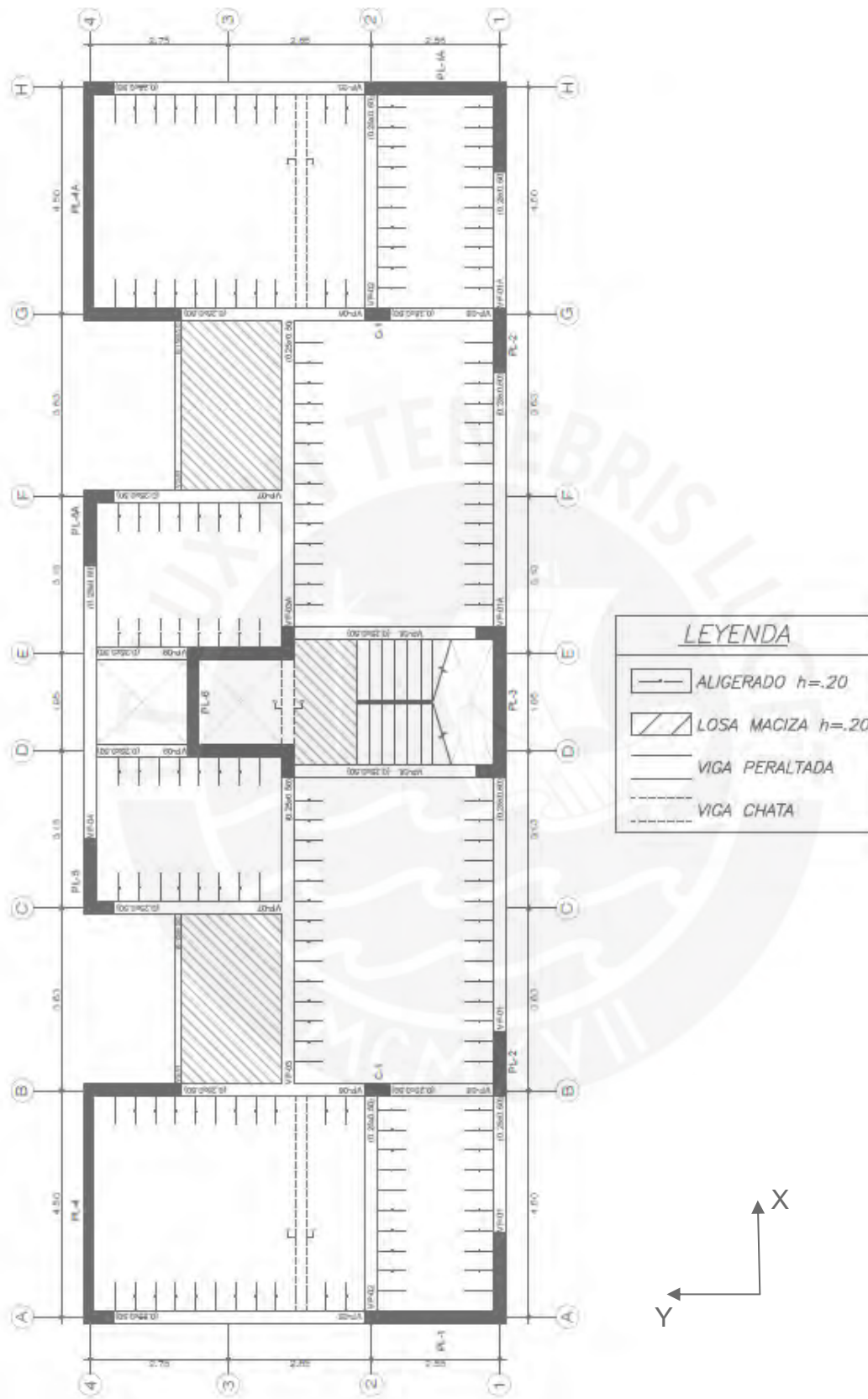


Figura 4. Planta de estructuración  
Elaboración propia

## Capítulo 3. Metrado de cargas de gravedad

### 3.1. Generalidades

Para diseñar todos los elementos estructurales de la edificación es necesario calcular la magnitud de las cargas gravitatorias y las cargas de sismo, la Norma E.020 establece las condiciones para realizar un correcto metrado debido a las cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) que actúan en la estructura.

### 3.2. Metrado de losas aligeradas

A manera de ejemplo, se realizará el metrado de una vigueta de un piso típico ubicada entre los ejes C y D.



Figura 5. Vigueta a analizar para el metrado de cargas

Elaboración propia

### Metrado de cargas

Carga muerta:

- $W_{p.propio} = 0.30 \text{ tn/m}^2 \cdot 0.40 \text{ m} = 0.12 \text{ tn/m}$
- $W_{p.terminado} = 0.10 \text{ tn/m}^2 \cdot 0.40 \text{ m} = 0.04 \text{ tn/m}$

Carga viva:

- $W_{s/c} = 0.20 \text{ tn/m}^2 \cdot 0.40 \text{ m} = 0.08 \text{ tn/m}$

Cargas en servicio:

- $W_{cm} = 0.12 + 0.04 = 0.16 \text{ tn/m}$



- $W_{cv} = 0.08 \text{ tn/m}$

### Esquema de cargas

En la siguiente figura se muestra la distribución de cargas en servicio a las que está sometida la losa aligerada analizada.

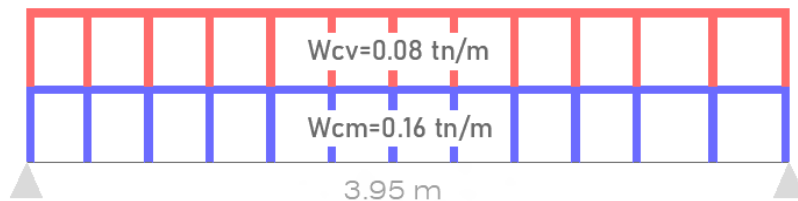


Figura 6. Esquema de cargas en servicio actuantes en la vigueta analizada

Elaboración propia

### 3.3. Metrado de losa maciza

Se realizará el metrado por  $\text{m}^2$  de losa maciza ubicada entre los ejes B y C, a continuación, se muestra el paño de losa a analizar.

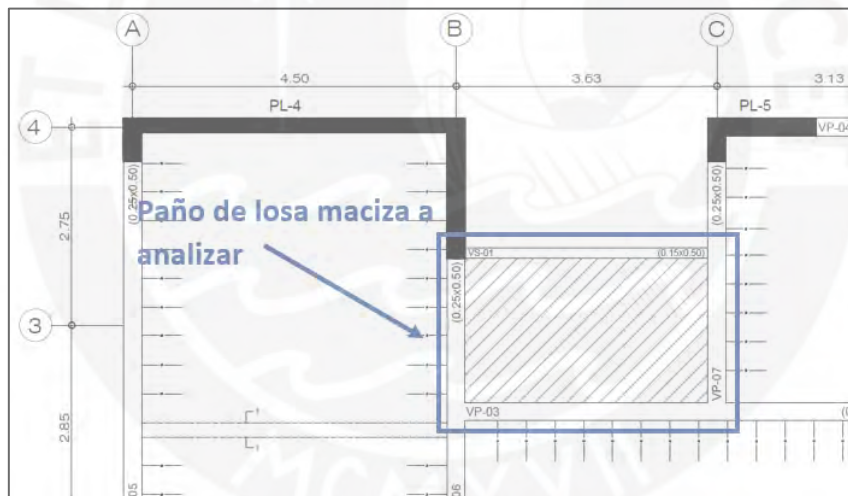


Figura 7. Paño de losa maciza a analizar para el metrado de cargas

Elaboración propia

### Metrado de cargas

Carga muerta:

- $W_{p. \text{propio}} = 2.40 \text{ tn/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m} = 0.48 \text{ tn/m}^2$
- $W_{p. \text{terminado}} = 0.10 \text{ tn/m}^2$

Carga viva:



- $W_{s/c} = 0.20 \text{ tn/m}^2$

Cargas en servicio:

- $W_{cm} = 0.48 + 0.10 = 0.58 \text{ tn/m}^2$
- $W_{cv} = 0.20 \text{ tn/m}^2$

### 3.4. Metrado de vigas

Para el metrado de vigas se calculó el área tributaria que soporta cada viga, esta dependerá de la estructuración realizada preliminarmente, en nuestro caso todas las vigas soportan losas aligeradas y/o macizas, para que una viga soporte directamente una losa aligerada esta debe estar apoyada a la viga de manera perpendicular, en ese caso la viga cargará la mitad del paño de techo apoyado sobre ella. Además del piso terminado y de la sobrecarga aplicada, la viga cargará su propio peso y el peso de un tabique si es que lo hubiera.

A manera de ejemplo se analizará la viga VP-01 (0.25x0.50 m) ubicada en el eje 1.



Figura 8. Área tributaria a considerar para el metrado de cargas de la viga VP-01

Elaboración propia

### Metrado de cargas

#### Para el tramo 1:

Carga muerta:

- $W_{p.propio} = 2.40 \text{ tn/m}^3 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m} = 0.30 \text{ tn/m}$
- $W_{p.terminado} = 0.10 \text{ tn/m}^2 \cdot 1.25 \text{ m} = 0.125 \text{ tn/m}$
- $W_{p.aligerado} = 0.30 \text{ tn/m}^2 \cdot 1.15 \text{ m} = 0.115 \text{ tn/m}$

- $Wp.tabiqueria(h = 0.80\text{ m}) = 1.35\text{ tn/m}^3 \cdot 0.80\text{ m} \cdot 0.15\text{ m} = 0.162\text{ tn/m}$

Carga viva:

- $Ws/c = 0.20\text{ tn/m}^2 \cdot 1.25\text{ m} = 0.25\text{ tn/m}$

Cargas en servicio:

- $Wcm = 0.30 + 0.125 + 0.115 + 0.162 = 0.702\text{ tn/m}$
- $Wcv = 0.25\text{ tn/m}$

**Para el tramo 2:**

Carga muerta:

- $Wp.propio = 2.40\text{ tn/m}^3 \cdot 0.25\text{ m} \cdot 0.50\text{ m} = 0.30\text{ tn/m}$
- $Wp.terminado = 0.10\text{ tn/m}^2 \cdot 2.075\text{ m} = 0.208\text{ tn/m}$
- $Wp.aligerado = 0.30\text{ tn/m}^2 \cdot 1.975\text{ m} = 0.593\text{ tn/m}$
- $Wp.tabiqueria(h = 0.80\text{ m}) = 1.35\text{ tn/m}^3 \cdot 0.80\text{ m} \cdot 0.15\text{ m} = 0.162\text{ tn/m}$

Carga viva:

- $Ws/c = 0.20\text{ tn/m}^2 \cdot 2.075\text{ m} = 0.415\text{ tn/m}$

Cargas en servicio:

- $Wcm = 0.30 + 0.208 + 0.593 + 0.162 = 1.263\text{ tn/m}$
- $Wcv = 0.415\text{ tn/m}$

**Esquema de cargas**

Realizado el metrado, el esquema de cargas en servicio a las que estará sometida la viga VP-01 es el siguiente:

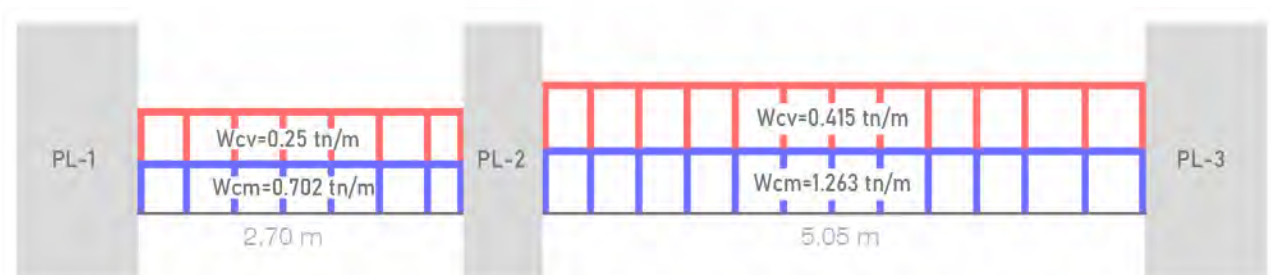


Figura 9. Esquema de cargas actuantes en servicio en la viga analizada  
Elaboración propia

### 3.5. Metrado de columnas

Al igual que los elementos estructurales analizados anteriormente las columnas se metrarán de acuerdo a las cargas que actúan dentro de sus respectivas áreas tributarias.

Como ejemplo de metrado de columna se analizará la columna C-1 cuyo predimensionamiento fue realizado en el ítem 2.2.5.

#### Metrado de cargas

El metrado de cargas de la columna C-1 (0.25x0.50 m) se resume en la siguiente tabla:

Tabla 7

*Metrado de cargas de la columna C-1 (0.25x0.50 m)*

Nivel	Elemento	Peso Unitario (kg/m o kg/m <sup>2</sup> )	Área o Longitud (m o m <sup>2</sup> )	Peso parcial (kg)	Numero de niveles	Peso total (kg)
AZOTEA	Peso propio	300	2.60	780.00		
	Aligerado h=0.20 m	300	16.71	5 013.00		
	Maciza h=0.20 m	480	0.60	288.00		
	Viga VP-02 (0.25x0.50m)	300	2.85	855.00		
	Viga VP-13 (0.25x0.50m)	300	2.13	637.50		
	Viga VP-15 (0.25x0.50m)	300	3.58	1 072.50		
	Piso terminado	100	17.31	1 731.00		
	Sobrecarga (azotea)	100	17.31	1 731.00		
			CM	10 377.00	1	10 377.00
			CV	1 731.00	1	1 731.00
PISO TIPICO	Peso propio	300	2.60	780.00		
	Aligerado h=0.20 m	300	16.71	5 013.00		
	Maciza h=0.20 m	480	0.60	288.00		
	Viga VP-02 (0.25x0.50m)	300	2.85	855.00		
	Viga VP-13 (0.25x0.50m)	300	2.13	637.50		
	Viga VP-15 (0.25x0.50m)	300	3.58	1 072.50		
	Piso terminado	100	17.31	1 731.00		
	Sobrecarga (azotea)	200	17.31	3 462.00		
			CM	10 377.00	5	51 885.00
			CV	3 462.00	5	17 310.00

*Nota.* Fuente: Elaboración propia.

Las cargas en servicio totales que cargará la columna C-1 son las siguientes:

- CM = 62.26 tn
- CV = 19.04 tn

## Capítulo 4. Análisis Sísmico

### 4.1. Generalidades

El Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad, como lo es el Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que es necesario analizar el desempeño que tendrá la estructura durante un movimiento sísmico, en el cual se deben controlar los desplazamientos laterales que son los que provocan el mayor daño en la estructura, para ello debemos cumplir los requerimientos que exige la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

La filosofía de diseño sismorresistente que la Norma E.030 detalla en su artículo 3 es la siguiente:

- Evitar pérdidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

### 4.2. Análisis Preliminar

#### 4.2.1. Zonificación

El artículo 10 de la Norma E.030 divide al territorio nacional en cuatro zonas, basado en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral.



Figura 10. Zonas sísmicas

Tomado de "NTP E.030 Diseño Sismorresistente", por SENCICO, 2018.

A cada una de estas cuatro zonas le corresponde un factor “Z” que se interpreta como la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Tabla 8

*Factores de zona “Z”*

Zona	Factor de zona "Z"
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

*Nota.* Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, por SENCICO, 2018

La edificación analizada en este proyecto se ubica en el Departamento de Lima, por lo que le corresponde un factor de zona:  $Z = 0.45$ .

#### 4.2.2. Condiciones Geotécnicas

El artículo 13 de la Norma E.030 clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas de estos, así como la velocidad de propagación de las ondas de corte. A cada suelo le corresponde un factor de amplificación “S” y sus respectivos valores de “T<sub>P</sub>” y “T<sub>L</sub>”.

Tabla 9

*Factores de suelo “S”*

Zona \ Suelo	Factor de Suelo “S”			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

*Nota.* Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, por SENCICO, 2018

Tabla 10

*Periodos “T<sub>p</sub>” y “T<sub>l</sub>”*

Perfil \ Suelo	Periodos "T <sub>p</sub> " y "T <sub>l</sub> "			
	S0	S1	S2	S3
T <sub>p</sub> (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub> (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

*Nota.* Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, por SENCICO, 2018

En nuestro caso al estar en la Zona 4 y contar con un perfil de suelo S1 nos corresponde un factor “S” de 1.00 y por consiguientes los valores de  $T_P = 0.4$  y  $T_L = 2.5$ .

### 4.2.3. Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica “C” se refiere a la amplificación de la respuesta estructural frente a la aceleración del suelo en un sismo. El artículo 14 de la Norma E.030 define este factor dependiendo de su periodo fundamental de vibración con las siguientes expresiones:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_L}\right)$$

$$T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

Donde “T” es el periodo fundamental de la estructura, el cual se establecerá en el análisis modal.

### 4.2.4. Categoría de la Edificación

El artículo 15 de la Norma E.030 clasifica a las edificaciones según su uso e importancia asignándoles un factor de uso “U”, según esta clasificación las edificaciones pueden ser: esenciales, importantes, comunes o temporales. Nuestro proyecto, al ser un edificio de viviendas, se encuentra dentro de la categoría “común” por lo que le corresponde un factor de uso  $U = 1.00$ .

### 4.2.5. Sistema Estructural

El artículo 18 de la norma sismorresistente clasifica los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente con el que cuente la edificación en cada dirección de análisis.

Tabla 11

*Valores del Coeficiente Básico de Reducción “R” para estructuras en concreto armado*

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción (Ro)
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

*Nota.* Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, por SENCICO, 2018

Según la estructuración realizada previamente y por las características de nuestro edificio en las cuales se observa predominancia de placas en ambas direcciones se escogerá un factor de



reducción inicial  $R_0 = 6$ , el cual deberá ser afectado por los factores que establece la norma en caso la edificación cuente con irregularidades, estas irregularidades se analizarán en el punto 4.2.6.

#### 4.2.6. Configuración estructural

Como se mencionó anteriormente, la estructura debe ser clasificada como regular o irregular para poder realizar un análisis óptimo considerando un valor para el factor de reducción (R) adecuado, a continuación, se procede a verificar si la edificación cuenta con alguna irregularidad establecida en la Norma E.030.

- Piso Blando

La estructura no presenta esta irregularidad, debido a que el edificio cuenta con elementos estructurales verticales continuos, además se cuenta con una altura de entrepiso constante en los seis niveles.

- Irregularidad de Masa

Al tener pisos típicos, las masas de todos los niveles es la misma, por lo que se descarta esta irregularidad.

- Irregularidad Geométrica Vertical

La edificación cuenta con una geometría vertical continua, por lo tanto, no cuenta con esta irregularidad.

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

El edificio no cuenta con desalineamientos de los elementos verticales, pues no hay cambios de orientación en los elementos estructurales, además estos últimos cuentan con una dimensión geométrica constante en los seis pisos, por todo ello se descarta esta irregularidad.

- Discontinuidad de Diafragma

La irregularidad de discontinuidad de diafragma se produce cuando hay variaciones de rigidez en el diafragma incluyendo abertura del más del 50% del área bruta del diafragma, en nuestro caso si bien se tienen aberturas en el diafragma que cumplen la función de ductos de iluminación, estos pozos de luz solo representan el 7.35% del área bruta del diafragma, se concluye entonces que no se cuenta con esta irregularidad.



- Esquinas Entrantes

La Norma E.030 establece que para una edificación tenga esta irregularidad las esquinas entrantes deben tener al menos el 20% de la longitud total que posee la planta en ambas direcciones de análisis. Viendo la geometría en planta de la edificación se puede observar, a simple vista, que el edificio cuenta con esquinas entrantes en la fachada colindante con la edificación vecina, por lo que se procederá a analizar esta irregularidad:

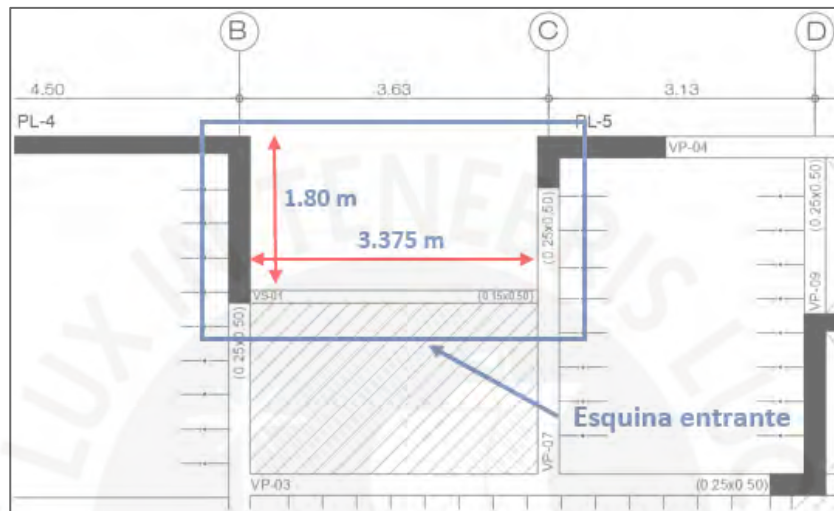


Figura 11. Esquina entrante ubicada entre los ejes B y C  
Elaboración propia

#### Dirección X-X

- Longitud total en la dirección X-X = 24.70 m
- Longitud al 20% =  $0.20 \cdot 24.70 = 4.94$  m
- Longitud de la esquina entrante en la dirección X-X = 3.375 m

#### Dirección Y-Y

- Longitud total en la dirección Y-Y = 8.40 m
- Longitud al 20% =  $0.20 \cdot 24.70 = 1.68$  m
- Longitud de la esquina entrante en la dirección Y-Y = 1.80 m

De los resultados obtenidos podemos observar que la longitud en la dirección X-X de la esquina entrante no supera el 20% del total de la dirección de la planta en esa dirección ( $3.375 \text{ m} < 4.94 \text{ m}$ ), en el caso de la dirección Y-Y observamos que la longitud de la esquina entrante en esa dirección si supera al 20% de la longitud total ( $1.80 \text{ m} > 1.68 \text{ m}$ ); sin embargo como se mencionó anteriormente es necesario que en las dos direcciones de análisis se supere el 20% de sus longitudes totales correspondientes, es por ello que se concluye que la edificación no cuenta con esta irregularidad.

- Irregularidad Torsional

La irregularidad torsional se verificará luego de realizar el análisis sísmico dinámico, por lo que se determinará posteriormente si el edificio cuenta con esta irregularidad.

Luego de analizar todas las irregularidades establecidas por la norma, se concluye que la edificación no cuenta con ninguna de estas, por lo que es una estructura regular. Por lo tanto, el factor de Reducción (R) que se utilizará es el siguiente:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

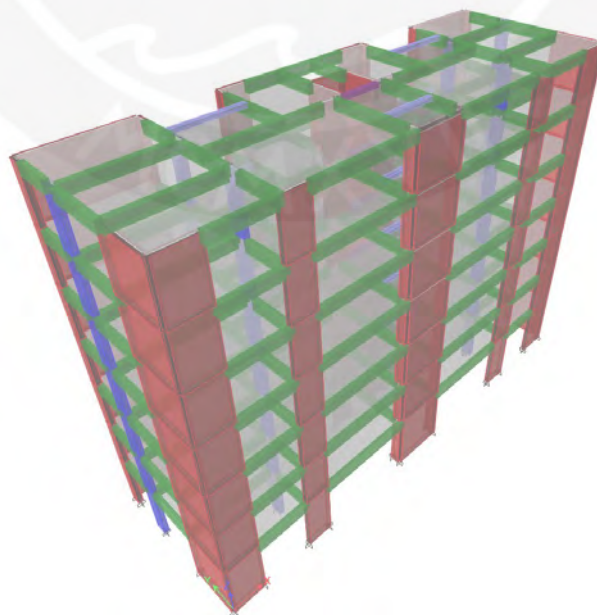
$$R = 6 \times 1 \times 1$$

$$R = 6$$

Donde: “Ro” es el coeficiente básico de reducción, “Ia” es el factor de irregularidad en altura e “Ip” es el factor de irregularidad en planta.

### 4.3. Modelo Computacional

Para realizar el análisis sísmico de la estructura se utilizó el software ETABS v16.2.1 de Computers and Structures Inc., en el cual se consideraron tres grados de libertad por piso, además se asignaron rótulas para los elementos estructurales que no tenían la longitud adecuada para el desarrollo a tracción del acero longitudinal, todos los elementos verticales se empotraron en la base dada las buenas características geotécnicas del suelo.



*Figura 12. Modelo computacional del edificio  
Obtenido del programa ETABS.*

#### 4.4. Periodos Fundamentales

Los periodos o modos fundamentales son las formas de vibrar que tiene la estructura. A continuación, se muestran los resultados obtenidos en cada dirección de análisis:

Tabla 12

##### *Periodos fundamentales de vibración*

Modo	Periodo (s)	Masa Participativa X (%)	Masa Participativa Y (%)
1	<b>0.43</b>	0.00	<b>70.77</b>
2	0.31	0.01	0.00
3	<b>0.26</b>	<b>72.29</b>	0.00
4	0.09	0.00	19.73
5	0.07	1.60	0.00
6	0.06	18.32	0.00
7	0.04	0.00	6.06
8	0.03	1.63	0.00
9	0.03	3.41	0.00
10	0.02	0.00	2.31
11	0.02	1.23	0.00
12	0.02	0.57	0.00
13	0.02	0.00	0.86
14	0.01	0.51	0.00
15	0.01	0.00	0.28
16	0.01	0.19	0.00
17	0.01	0.16	0.00
18	0.01	0.07	0.00

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

Como se puede apreciar en la tabla mostrada el periodo fundamental en la dirección X es de 0.26 seg, mientras que para la dirección Y es de 0.43 seg. Además, se puede observar que el periodo fundamental en X es menor al obtenido en Y, esto guarda concordancia con la estructuración realizada ya que se observa menor presencia de placas orientadas en la dirección Y por lo que debería resultar un periodo mayor en esa dirección.

#### 4.5. Centro de masa y centro de rigidez

El centro de masa y de rigidez dependen de la masa asignada a la estructura y de la estructuración empleada, en nuestro caso el peso de la edificación se definirá en el ítem 4.7.1 y con la estructuración realizada en el Capítulo 2 se obtuvieron los siguientes valores para los centros de masa y de rigidez de cada nivel.

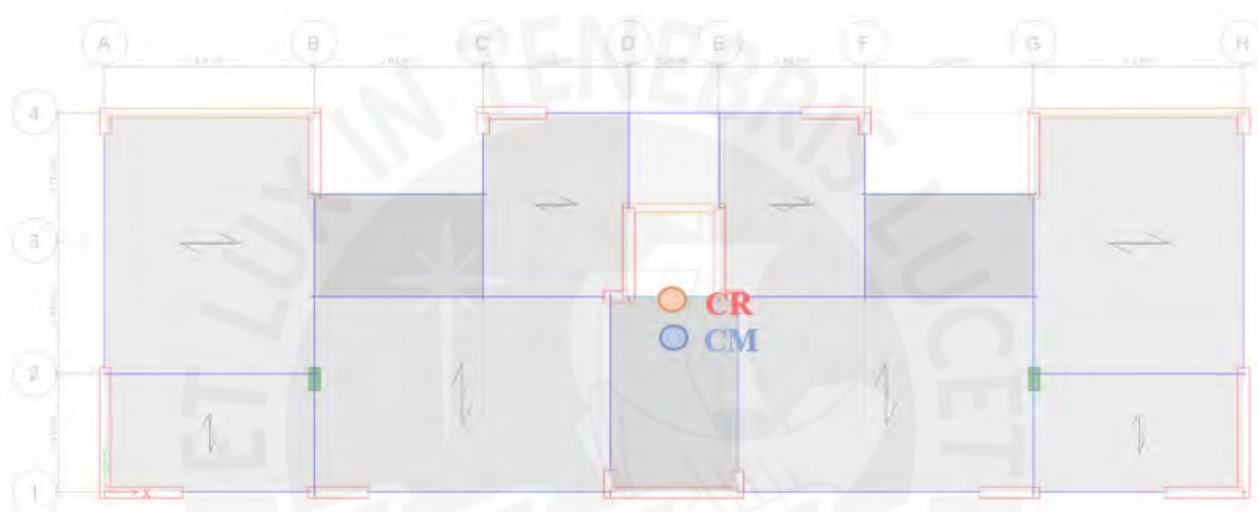
Tabla 13

*Centro de Masa y Rigidez de la estructura*

Nivel	Centro de Masa		Centro de Rigidez	
	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
Piso 1	12.24	3.98	12.24	4.42
Piso 2	12.24	3.96	12.24	4.33
Piso 3	12.24	3.96	12.24	4.22
Piso 4	12.24	3.96	12.24	4.08
Piso 5	12.24	3.96	12.24	3.96
Piso 6	12.24	3.89	12.24	3.87

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

A continuación, se muestra una planta típica con la ubicación del centro de masa y rigidez.



*Figura 13.* Localización del centro de masa y rigidez de una planta típica  
Obtenido del programa ETABS

#### 4.6. Análisis dinámico o por superposición espectral

La Norma E.030 exige un análisis por superposición espectral, el cual consiste en representar las solicitaciones sísmicas con un espectro de diseño también llamado espectro de pseudoaceleraciones, en donde la pseudoaceleración cambia respecto al periodo de respuesta de la estructura. Los modos de vibración en este análisis se combinan con el criterio de combinación cuadrática completa (CQC).

##### 4.6.1. Espectro de diseño

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Donde: Z, U, C, S y R son los parámetros definidos en el ítem 4.2.

$g$  = aceleración de la gravedad.

Reemplazando los valores hallados anteriormente, expresamos  $S_a$  en función del periodo  $T(s)$  definiendo el siguiente espectro:

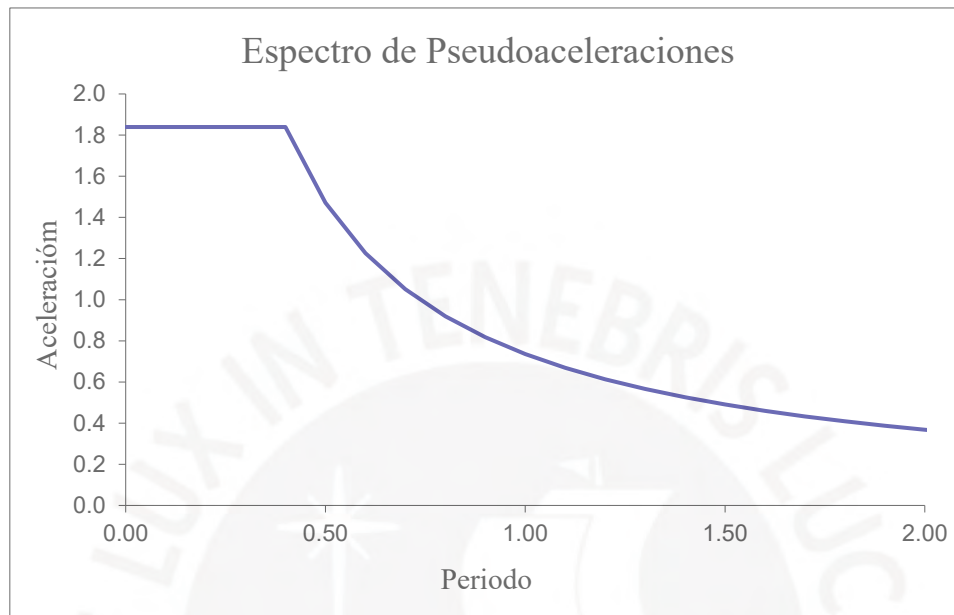


Figura 14. Espectro de pseudoaceleraciones  $S_a(g)$  vs  $T$  (seg.)

Elaboración propia

#### 4.6.2. Desplazamiento de Respuesta y verificación torsional de la edificación

Durante un sismo de diseño la estructura tendrá desplazamientos inelásticos, que se calculan multiplicando los desplazamientos elásticos por un factor de  $0.75R$  para estructuras regulares, y por  $0.85R$  para estructuras irregulares, donde  $R$  es el factor de reducción. Por otro lado, la irregularidad torsional de una edificación se da cuando el cociente entre el máximo desplazamiento relativo de un entrepiso y el desplazamiento promedio relativo del mismo entrepiso es mayor a 1.3.

Para hallar los valores de los desplazamientos antes mencionados, es necesario tener en cuenta una excentricidad accidental del 5% tal como lo indica el acápite 28.5 de la Norma E.030, para poder calcular dichos desplazamientos nos ayudaremos del software ETABS, el cual nos ofrece dos formas de asignar esta excentricidad las cuales desarrollaremos individualmente para posteriormente comparar y comentar los resultados obtenidos en cada uno de estos análisis.

## Desplazamientos obtenidos asignando una excentricidad accidental utilizando el Método automático o convencional

Llamaremos método automático o convencional cuando se asigne en el software ETABS la excentricidad accidental en el caso de carga sísmica “load case” correspondiente a cada dirección de análisis, este método es el más común para asignar la excentricidad y se asigna tal como se muestra en la Figura 15.

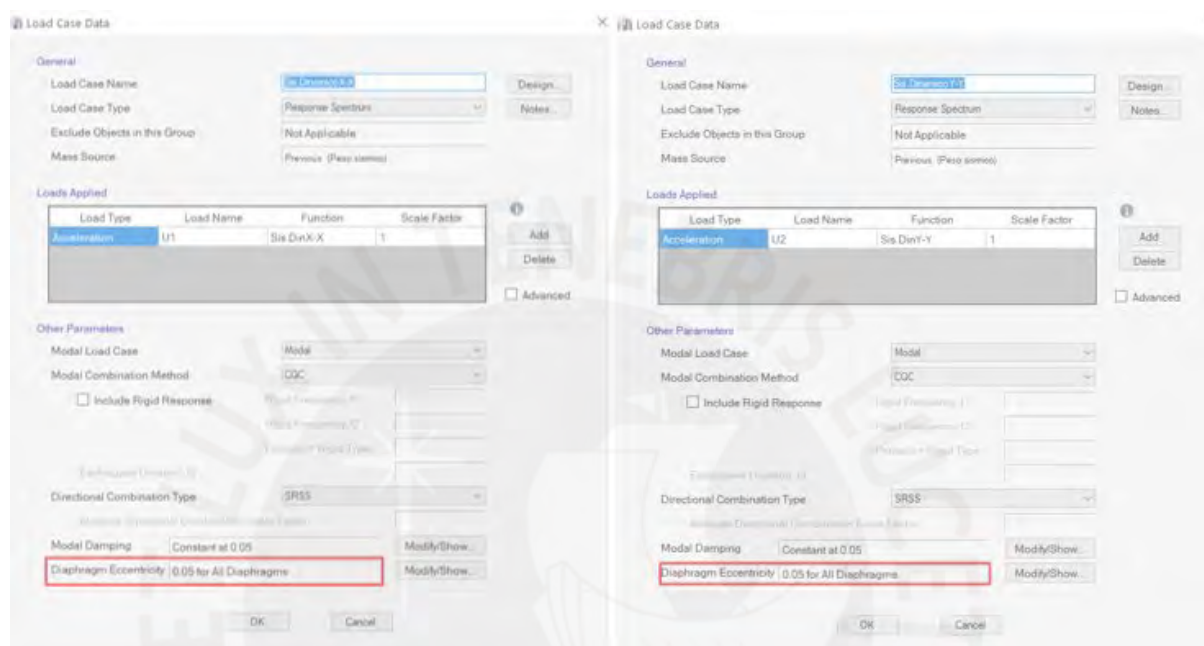


Figura 15. Asignación de la excentricidad accidental utilizando el Método automático. Obtenido del programa ETABS.

De las configuraciones mostradas en la imagen anterior obtenemos los siguientes desplazamientos para cada dirección de análisis.

Tabla 14

Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional utilizando el Método automático en la dirección X-X

Nivel	Despla. Inelast. máx. (cm)	Despla. Inelast. mín. (cm)	Despla. Inelast. relat. máx. (cm)	Despla. Inelast. relat. mín. (cm)	Despla. Inelast. relat. prom. (cm)	Altura entrepiso (cm)	Deriva (%)	Ratio
	A	B	C	D	$E=(C+D)/2$			
6° piso	2.151	2.111	0.422	0.397	0.410	260	1.625	1.03
5° piso	1.729	1.714	0.433	0.420	0.427	260	1.667	1.02
4° piso	1.296	1.294	0.417	0.425	0.421	260	1.603	1.00
3° piso	0.879	0.869	0.383	0.383	0.383	260	1.473	1.00
2° piso	0.496	0.486	0.310	0.306	0.308	260	1.194	1.01
1° piso	0.185	0.180	0.185	0.180	0.183	260	0.712	1.01

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.



Tabla 15

*Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional utilizando el Método automático en la dirección Y-Y*

Nivel	Despla Inelast máx. (cm)	Despla Inelast mín. (cm)	Despla Inelast relat. máx. (cm)	Despla Inelast relat. mín. (cm)	Despla Inelast relat. Prom X(cm)	Altura entrepiso (cm)	Deriva (‰)	Ratio
	A	B	C	D	E=(C+D) /2	F	C / F	C / E
6° piso	5.919	5.919	1.198	1.198	1.198	260	4.608	1.00
5° piso	4.720	4.720	1.217	1.217	1.217	260	4.680	1.00
4° piso	3.504	3.504	1.183	1.183	1.183	260	4.549	1.00
3° piso	2.321	2.321	1.058	1.058	1.058	260	4.068	1.00
2° piso	1.263	1.263	0.820	0.820	0.820	260	3.154	1.00
1° piso	0.443	0.443	0.443	0.443	0.443	260	1.704	1.00

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

Realizando este método podemos observar que la deriva máxima en la dirección X es de 1.667 ‰ y la deriva máxima en la dirección Y es de 4.680 ‰, ambos ocurren en el quinto piso del edificio, según el artículo 17 de la norma sismorresistente la máxima deriva permitida en un edificio de concreto armado es de 7 ‰ por lo que el edificio cumple esta condición y se están controlando los desplazamientos laterales en un eventual sismo.

Con respecto a la irregularidad torsional este método nos da un ratio de desplazamiento (máximo / promedio) pequeño en la dirección X, esto se debe a la buena cantidad de placas que se tiene en esa dirección, mientras que en la dirección Y el ratio es prácticamente igual a la unidad, esto se debe a la simetría que tiene la edificación en esa dirección, este resultado también puede darse debido a que el momento torsor generado por la excentricidad accidental es pequeño y no afecta los desplazamientos de los extremos del edificio por lo que se desplazan en igual magnitud.

### **Desplazamientos obtenidos desplazando el centro de masa en la dirección más desfavorable respecto al centro de rigidez**

Este método consiste en desplazar el centro de masa con respecto al centro de rigidez, en el software ETABS este método se puede emplear al momento de asignar el peso sísmico de la edificación.

Para obtener los desplazamientos en la dirección X, debemos mover el centro de masa con respecto a Y, ya que la excentricidad accidental en la dirección de análisis depende de la dirección perpendicular a esta, de la Tabla 13 podemos observar que el centro de masa en Y (Ycm) está por debajo del centro de rigidez (Ycr), por lo que la situación más desfavorable es



que este aún más abajo para que haya una mayor excentricidad, por lo que el software ETABS utilizaremos la siguiente configuración:

Mass Source Name:

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
  - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
  - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
P.propio	1
Piso Terminado	1
Tabiqueria	1
Carga Viva	0.25
Carga Viva techo	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figura 16. Desplazamiento más desfavorable del centro de masa en la dirección Y para obtener los máximos desplazamientos inelásticos en la dirección X-X  
Obtenido del programa ETABS.

Para hallar los desplazamientos en la dirección Y, realizaremos el mismo procedimiento, pero esta vez desplazaremos el centro de masa con respecto a X, según la Tabla 13 el centro de masa ( $X_{cm}$ ) y el centro de rigidez ( $X_{cr}$ ) se ubican en la misma posición, por lo que podríamos optar por desplazar el centro de masa en cualquier dirección, es decir de manera positiva o negativa, ya que los desplazamientos en ambos análisis serán los mismos, pero sucederán en esquinas opuestas. En este caso utilizaremos la siguiente configuración para hallar los desplazamientos requeridos:

Mass Source Name:

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
  - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
  - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
P.propio	1
Piso Terminado	1
Tabiqueria	1
Carga Viva	0.25
Carga Viva techo	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figura 17. Desplazamiento más desfavorable del centro de masa en la dirección X para obtener los máximos desplazamientos inelásticos en la dirección Y-Y  
Obtenido del programa ETABS.

Luego de realizar las configuraciones mostradas obtenemos para cada dirección de análisis los siguientes desplazamientos:

Tabla 16

*Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional desplazando el centro de masa en la dirección X-X*

Nivel	Despla Inelast máx. (cm)	Despla Inelast mín. (cm)	Despla Inelast relat. máx. (cm)	Despla Inelast relat. mín. (cm)	Despla Inelast relat. Prom (cm)	Altura entrepiso (cm)	Deriva (%)	Ratio
	A	B	C	D	$E=(C+D)/2$	F	C/F	C/E
6° piso	2.150	1.910	0.423	0.359	0.391	260	1.627	1.08
5° piso	1.727	1.551	0.436	0.378	0.407	260	1.677	1.07
4° piso	1.291	1.173	0.425	0.377	0.401	260	1.635	1.06
3° piso	0.866	0.796	0.382	0.347	0.365	260	1.469	1.05
2° piso	0.484	0.449	0.305	0.281	0.293	260	1.173	1.04
1° piso	0.179	0.168	0.179	0.168	0.174	260	0.688	1.03

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

Tabla 17

*Desplazamientos inelásticos, derivas y comprobación de irregularidad torsional desplazando el centro de masa en la dirección Y-Y*

Nivel	Despla Inelast máx. (cm)	Despla Inelast mín. (cm)	Despla Inelast relat. máx. (cm)	Despla Inelast relat. mín. (cm)	Despla Inelast relat. Prom (cm)	Altura entrepiso (cm)	Deriva	Ratio
	A	B	C	D	$E=(C+D)/2$	F	C/F	C/E
6° piso	6.310	4.001	1.276	0.812	1.044	260	4.907	1.22
5° piso	5.034	3.189	1.296	0.823	1.060	260	4.986	1.22
4° piso	3.738	2.366	1.261	0.800	1.031	260	4.850	1.22
3° piso	2.477	1.565	1.128	0.716	0.922	260	4.338	1.22
2° piso	1.349	0.850	0.875	0.553	0.714	260	3.365	1.23
1° piso	0.474	0.297	0.474	0.297	0.385	260	1.824	1.23

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

Realizando este método podemos observar que la deriva máxima en la dirección X es de 1.677 ‰ y la deriva máxima en la dirección Y es de 4.986 ‰, estas derivas, al igual que las resultantes en el análisis anterior, cumple con lo establecido por la Norma E.030. Los máximos ratios de desplazamiento en este análisis están en el orden de 1.08 para la dirección X y 1.23 para la dirección Y, por lo que también cumplen con los requerimientos exigidos por la norma.

### Comparación de resultados

En ambos análisis se cumple con los parámetros exigidos por la Norma E.030, sin embargo se puede observar que las derivas y los factores de torsión son mayores en el análisis donde se

desplaza el centro de masa de la estructura, esto es más notorio cuando se obtienen los desplazamientos inelásticos en la dirección Y-Y, ya que el método directo arroja valores iguales tanto para los desplazamientos máximos y mínimos y como resultado de ello obtenemos factores de torsión igual a 1.00 en todos los niveles, esto no ocurre cuando desplazamos el centro de masa de la estructura en donde si obtenemos valores diferentes para los desplazamientos máximos y mínimos y por ende factores de torsión mucho mayores, sin embargo desplazar el centro de masa en un edificio común (viviendas), como el que estamos analizando, es demasiado conservador, ya que esto probablemente nunca ocurra durante la vida útil de la estructura, y es muy poco probable que cuando ocurra un sismo haya una masa concentrada en un solo lado de la edificación, como supone el método de desplazamiento del centro de masa, teniendo en cuenta además la simetría con la que cuenta el edificio. Por ende, tomaremos los desplazamientos y derivas obtenidos del método directo para posteriormente hallar la junta sísmica de la edificación y realizar el diseño de los elementos estructurales.

A continuación, se resumirán los resultados obtenidos de los dos análisis realizados en los siguientes gráficos:

- Resultados obtenidos realizando el Método automático o convencional:

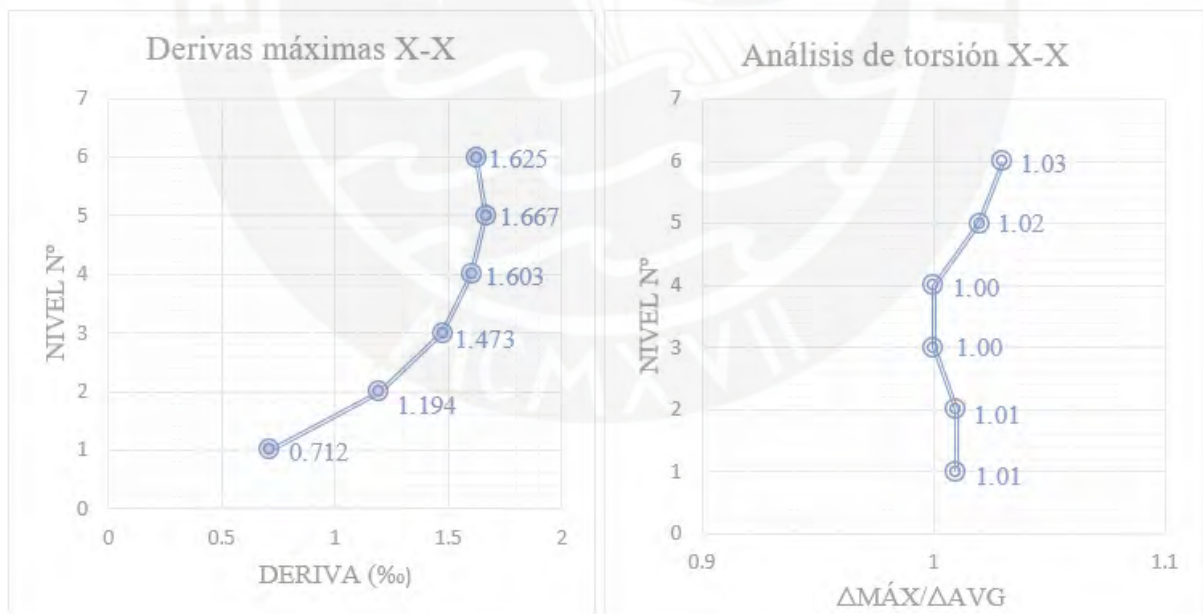


Figura 18. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección X-X utilizando el método automático  
Elaboración propia.

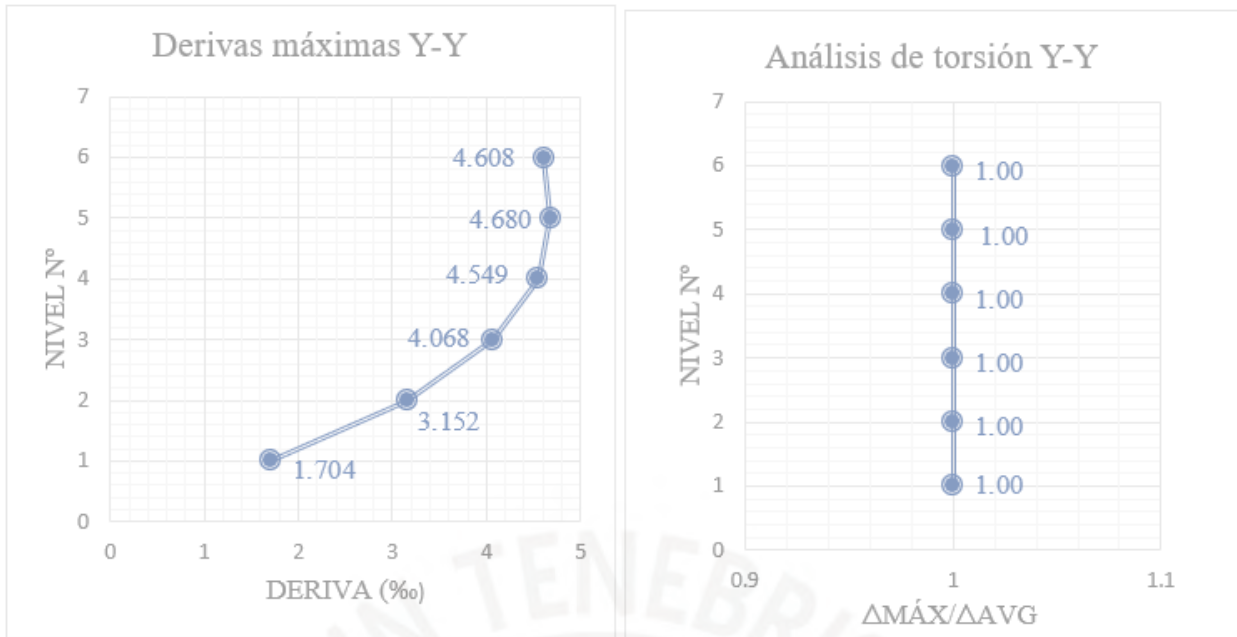


Figura 19. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección Y-Y utilizando el método automático  
Elaboración propia.

- Resultados obtenidos desplazando el centro de masa en la dirección más desfavorable respecto al centro de rigidez:

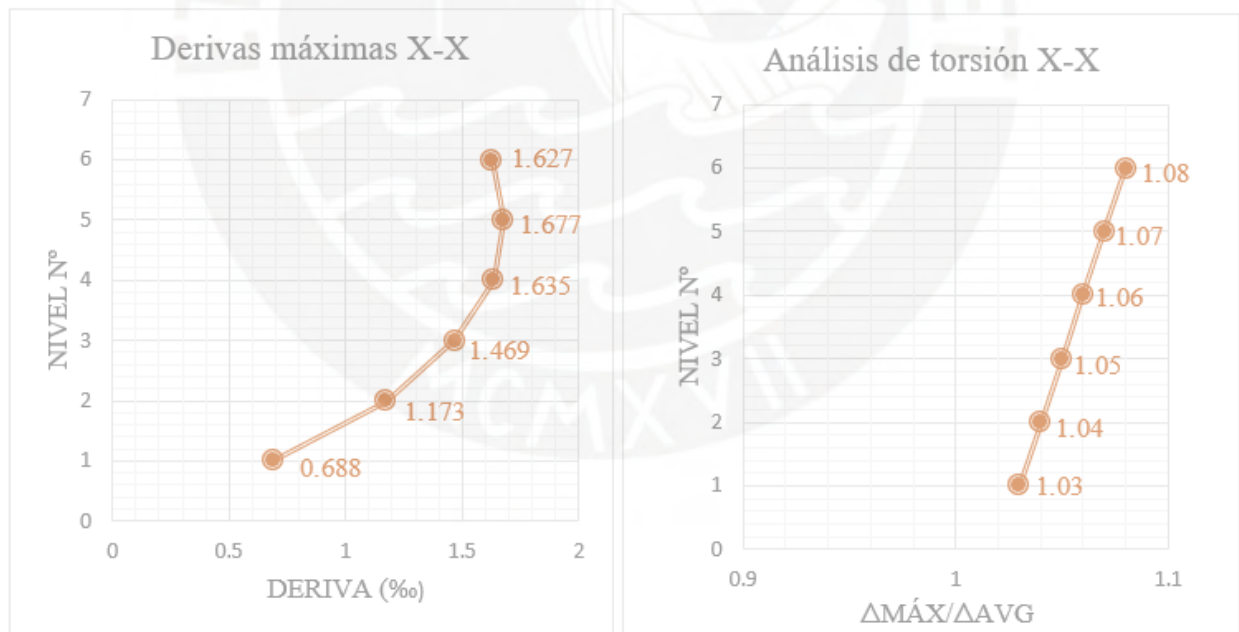


Figura 20. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección X-X desplazando el centro de masa  
Elaboración propia.

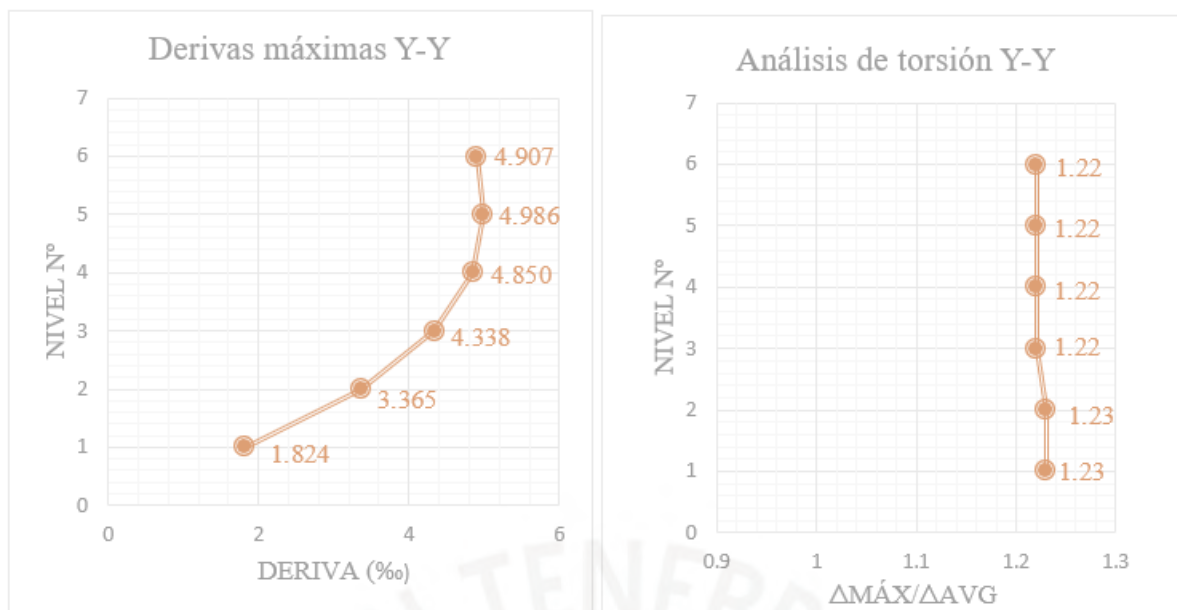


Figura 21. Derivas y ratios de desplazamiento en la dirección Y-Y desplazando el centro de masa  
Elaboración propia.

#### 4.7. Análisis Estático

El análisis estático o de fuerzas equivalentes es un método que representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada nivel de la edificación.

##### 4.7.1. Peso de Edificio

El peso de la edificación se calculó de acuerdo a los parámetros que establece la Norma E.030 en su artículo 26, que es adicionar al 100% de la carga muerta (CM) el 25% de la carga viva (CV), en la azotea también se consideró el 25% de la carga viva. Esta forma de estimar el peso sísmico de la edificación corresponde a un edificio común tipo “C” como lo es el edificio que se está analizando en este proyecto. A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 18

*Peso de la edificación*

Nivel	Masa (tn.s2/m)	Peso (tn)	Peso (tn) / m2
Piso 1	21.21	208.10	1.10
Piso 2	20.51	201.26	1.05
Piso 3	20.51	201.26	1.05
Piso 4	20.51	201.26	1.05
Piso 5	20.51	201.26	1.05
Azotea	14.03	137.67	0.72
Total	117.29	1 150.81	

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

El peso total de la edificación es de 1 150.81 tn.

#### 4.7.2. Fuerza cortante basal estática

La fuerza cortante en la base de una estructura, en cada dirección de análisis, se puede determinar con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Donde: Z, U, C, S y R son los parámetros definidos en el ítem 4.2.

P = peso de la edificación.

En la Tabla 19 se muestra las cortantes basales estáticas obtenidas al reemplazar los valores correspondientes en la fórmula mostrada anteriormente.

Tabla 19

*Cortantes basales estáticas resultantes en ambas direcciones de análisis*

Sismo Estático X-X		Sismo Estático Y-Y	
Parámetros	Factor	Parámetros	Factor
T (seg.)	0.26	T (seg.)	0.43
Z	0.45	Z	0.45
U	1.00	U	1.00
Cx	2.50	Cy	2.33
S	1.00	S	1.00
Rx	6.00	Ry	6.00
Peso (tn)	1 150.81	Peso (tn)	1 150.81
Vx (tn)	215.78	Vy (tn)	201.10

Nota. Fuente: Elaboración Propia.

Como se mencionó anteriormente, el análisis por sismo estático supone una fuerza actuante, debido al sismo, en el centro de masa de cada nivel, el inciso 28.3 de la Norma E.030 establece las siguientes fórmulas para calcular dichas fuerzas:

$$F_i = \alpha * V$$

$$\alpha = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde: P<sub>i</sub> = peso de cada nivel de la estructura

h<sub>i</sub> = altura de entrepiso

V = fuerza basal estática



$n$  = número de pisos del edificio

$k$  = exponente relacionado con el periodo fundamental de la estructura

Para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos:  $k = 1$

Para  $T$  mayor que 0.5 segundos:  $k = (0.75+0.5T) \leq 2.0$

Reemplazando los valores en las ecuaciones obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 20

*Distribución de fuerzas estáticas por nivel en la dirección X-X*

Nivel	Pi (tn)	Hi (m)	Pi x Hi	Fi (tn)
1	186.813	2.60	541.06	11.66
2	179.987	5.20	1046.55	22.55
3	179.987	7.80	1569.83	33.82
4	179.987	10.40	2093.10	45.10
5	179.987	13.00	2616.38	56.37
6	136.976	15.60	2147.65	46.27
Total			10 014.58	215.78

Nota. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 21

*Distribución de fuerzas estáticas por nivel en la dirección Y-Y*

Nivel	Pi (tn)	Hi (m)	Pi x Hi	Fi (tn)
1	186.813	2.60	541.06	10.86
2	179.987	5.20	1046.55	21.02
3	179.987	7.80	1569.83	31.52
4	179.987	10.40	2093.10	42.03
5	179.987	13.00	2616.38	52.54
6	136.976	15.60	2147.65	43.13
Total			10 014.58	201.10

Nota. Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.8. Análisis dinámico traslacional

El análisis dinámico traslacional se realizó a modo de comprobación de que la estructura no está siendo afectada por efectos de torsión, si bien en el ítem 4.6.2 se analizó la irregularidad torsional desde una perspectiva de control de desplazamientos laterales, este análisis servirá para complementarlo.

Para realizar el análisis dinámico traslacional nos apoyaremos nuevamente del programa ETABS para verificar que los modos de vibración y fuerzas cortantes basales resultantes cuando solo haya traslación en cada dirección de análisis sean iguales o muy similares a los



obtenidos en el análisis dinámico convencional de un modelo 3D como el realizado en el acápite 4.6.

Para la dirección X-X se utilizó la siguiente configuración para que solo haya traslación en dicha dirección:

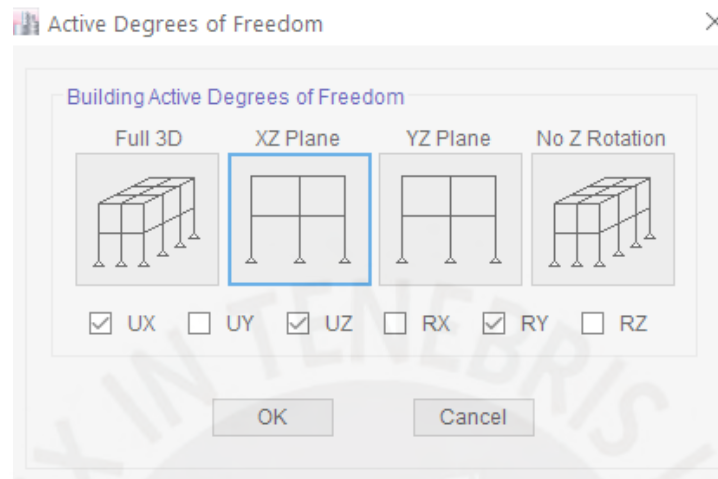


Figura 22. Grados de libertad seleccionados para realizar el análisis traslacional en la dirección X-X en el software ETABS

Obtenido del programa ETABS.

Para la dirección Y-Y fue esta la configuración seleccionada:

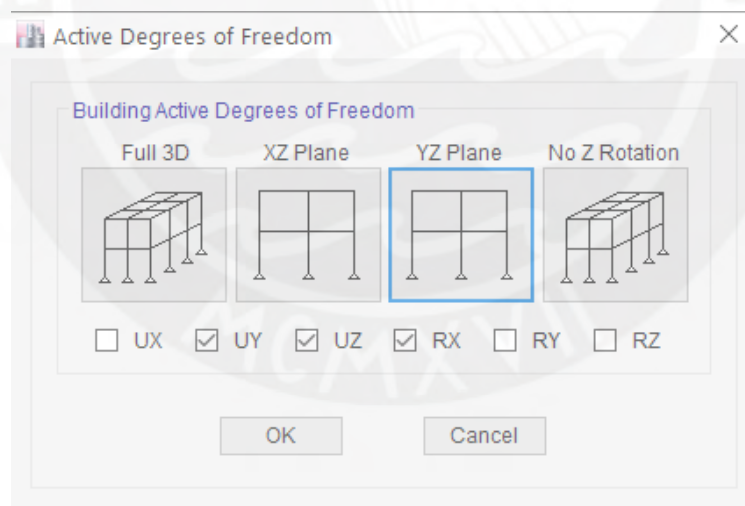


Figura 23. Grados de libertad seleccionados para realizar el análisis traslacional en la dirección Y-Y en el software ETABS

Obtenido del programa ETABS.

Luego de realizar los respectivos análisis con cada una de las configuraciones mostradas anteriormente se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 22

*Comparación entre los periodos obtenidos en un análisis dinámico 3D y un análisis traslacional*

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	Análisis dinámico (Modelo 3D)	Análisis dinámico traslacional	Análisis dinámico (Modelo 3D)	Análisis dinámico traslacional
T fundamental (s)	0.26	0.25	0.43	0.43
% Masa participante	72.29	72.30	70.77	70.76

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

Se puede observar que los periodos fundamentales y sus respectivas masas participantes son prácticamente iguales, esto significa que la torsión no está afectando al edificio.

Ahora realizaremos el mismo cuadro comparativo, pero esta vez en el orden de fuerzas cortantes basales.

Tabla 23

*Comparación entre las cortantes basales obtenidos en el análisis dinámico 3D y el análisis traslacional*

Tipo de Análisis	Vbasal X-X (tn)	Vbasal Y-Y (tn)
Análisis dinámico traslacional X-X	162.40	-
Análisis dinámico traslacional Y-Y	-	152.86
Análisis dinámico (Modelo 3D)	161.86	152.15

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del software ETABS.

La similitud entre los valores de las fuerzas cortantes basales confirma nuevamente que el edificio no cuenta con irregularidad torsional.

#### **4.9. Fuerza cortante mínima en la base**

El inciso 29.4 de la norma sismorresistente especifica que, para cada dirección de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para edificios regulares, ni menor que el 90% para edificios irregulares, de no cumplir esta condición se deberá escalar todas las fuerzas obtenidas para recalculas las fuerzas de diseño. En nuestro caso para una estructura regular se tiene:

Tabla 24

*Factores de escalamiento de las cortantes basales dinámicas*

Dirección X-X		Dirección Y-Y	
V estático (tn)	215.78	V estático (tn)	201.10
80% V estático (tn)	172.62	80% V estático (tn)	160.88
V dinámico (tn)	161.86	V dinámico (tn)	152.15
Factor de amplificación	1.07	Factor de amplificación	1.06

*Nota.* Fuente: Elaboración Propia.

Para diseñar los elementos estructurales del edificio será necesario amplificar todas las fuerzas y momentos por 1.07 en la dirección X-X y por 1.06 a las cargas que actúan en la dirección Y-Y, los desplazamientos no se verán afectados (Art. 29.4.2 Norma E.030).

Luego de hallar los factores de escalamiento de las cortantes de diseño en cada dirección de análisis, es prudente calcular el porcentaje de fuerza cortante que es tomada por las placas, para comprobar que el sistema estructural asumido inicialmente, de muros estructurales, es correcto, y también para verificar el predimensionamiento de estos elementos que se realizó en el ítem 2.2.6.

Tabla 25

*Porcentaje de las fuerzas basales tomado por las placas en cada dirección de análisis*

Cortantes basales	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Vdinámico (tn)	161.86	152.15
Vplacas (tn)	161.81	150.15
Vplacas/Vdinámico (%)	99.97%	98.69%

*Nota.* Fuente: Elaboración Propia.

En un sistema de muros estructurales las placas deben tomar por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base, según lo calculado en la Tabla 25 se puede aseverar que se está cumpliendo con esta condición, por lo que el valor de  $R_o=6$  asumido inicialmente es correcto.

#### 4.10. Junta de separación sísmica

Según el artículo 33 de la Norma E.030 toda edificación debe contar con una junta separación sísmica “s” entre dos estructuras vecinas con el fin de evitar el contacto entre estas durante un movimiento sísmico. En caso las edificaciones vecinas hayan dejado su junta sísmica reglamentaria correspondiente, como asumiremos en este caso, el retiro que debemos considerar debe ser mayor a los  $2/3$  de los desplazamientos máximos del edificio calculado en el análisis dinámico y mayor a  $s/2$ . La norma considera “s” como el mayor valor entre las siguientes consideraciones:

- $s > 2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- $s = 0.006 \times h \geq 3$  cm, donde h es la altura de la edificación medida desde el terreno natural

El primer criterio no se podrá calcular debido a que no se tiene información de los desplazamientos de las edificaciones vecinas, por lo tanto, el valor de “s” se calculará de la segunda manera teniendo:

$$s = 0.006 \times 15.60 \text{ m} = 9.36 \text{ cm}$$

El desplazamiento máximo calculado en la Tabla 15 es de 5.92 cm para la dirección Y-Y, que es la única dirección en la cual se tiene edificaciones colindantes, por ello el retiro que debemos considerar será el mayor valor entre:

$$\text{Retiro} \geq \frac{2}{3} \times D_{\text{máx}} = \frac{2}{3} \times 5.92 = 3.95 \text{ cm}$$

$$\text{Retiro} \geq \frac{s}{2} = \frac{9.36}{2} = 4.68 \text{ cm}$$

De los resultados obtenidos se considerará un retiro de 5 cm.



## Capítulo 5. Diseño de losas aligeradas y macizas

### 5.1. Diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas empleadas en este proyecto son las losas aligeradas convencionales con viguetas en forma de “T” espaciadas cada 40 cm, estas serán diseñadas para resistir los requerimientos de flexión y corte. Para el análisis de fuerzas internas se puede asumir que se comporta como una viga en forma rectangular, siempre y cuando el bloque de compresiones no sobrepase los 5 cm de espesor superior ni sea mayor a los 15 cm de espesor en la parte inferior.

#### 5.1.1. Diseño por flexión

La Norma E.060 exige que la cantidad mínima de acero que debe tener una sección para los requerimientos por flexión es cuando se asegura que el momento resistente sea mayor a 1.2 veces el momento de agrietamiento, esto a fin de evitar una falla frágil. Para la cantidad máxima permitida de acero en tracción, la norma opta por restringirlo al 75% de la cantidad de acero necesaria para alcanzar la falla balanceada, estas cantidades de acero se pueden hallar de la siguiente manera:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{smáx} = 0.75 \cdot A_{sb}$$

Estas condiciones referidas anteriormente se resumen en la Tabla 26 que se muestra a continuación:

Tabla 26

*Cantidades de acero máximo y mínimo para una losa aligerada típica*

Peralte “h” (m)	Peralte efectivo “d” (m)	I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	M <sup>+</sup> cr (kg.m)	M <sup>-</sup> cr (kg.m)	A <sub>s</sub> <sup>+</sup> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>-</sup> min (cm <sup>2</sup> )	A <sup>+</sup> sb (cm <sup>2</sup> )	A <sup>-</sup> sb (cm <sup>2</sup> )
0.20	0.17	11 800	260	505	0.41	1.01	10	3.61

*Nota.* Tomado de “Apuntes del Curso Concreto Armado P”, por Ottazzi, 2015.

#### 5.1.2. Diseño por corte

Es sabido que las losas aligeradas no llevan estribos por lo que el concreto debe tomar en su totalidad los esfuerzos cortantes, de no ser suficiente el aporte del concreto se deberá colocar ensanches corridos o alternados para aumentar el tamaño de la sección resistente.

La resistencia al corte del concreto en losas se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 1.10 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

### 5.1.3. Control de fisuraciones

El refuerzo por flexión de los elementos estructurales deberá estar bien distribuido de tal manera que en las zonas de tracción máxima del elemento se pueda controlar el ancho de las grietas. Su distribución y esfuerzo bajo condiciones de servicio deberá ser tal que permita obtener un valor del parámetro “Z” menor o igual que 26 000 kg/cm<sup>2</sup>, siendo “Z”:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Donde  $f_s$  y  $A_{ct}$  se hallan de la siguiente manera:

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \cdot d \cdot A_s}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot Y_s \cdot b}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

Donde:

$f_s$  = Esfuerzo en el acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$d_c$  = Espesor del recubrimiento del concreto (cm)

$A_{ct}$  = Área de la parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad (cm<sup>2</sup>)

$M_s$  = Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)

$d$  = Peralte efectivo de la sección (cm)

$A_s$  = Área del acero de refuerzo en la sección en tracción por flexión (cm<sup>2</sup>)

$Y_s$  = Centroides del acero de refuerzo en la sección en tracción (cm)

$b$  = ancho de la sección (cm)

### 5.1.4. Control de deflexiones

El artículo 9.6.2. de la Norma E.060 detalla los valores de peralte mínimo para los cuales no es necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 27

*Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en vigas o losas nervada en una dirección*

Elemento \ Cond. apoyo	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Nota. Tomado de "NTP E.060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009.

Los valores de esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2 300 kg/m<sup>3</sup>) y refuerzo con  $f_y$  igual a 4 200 kg/cm<sup>2</sup>.

En caso de que no se cumpla con el peralte mínimo se deberá calcular las deflexiones, estas pueden ser de dos tipos: inmediatas y diferidas.

- Deflexiones inmediatas

Las deflexiones inmediatas se calculan mediante un análisis elástico simple, éstas deberán ser calculadas con la inercia efectiva ( $I_{ef}$ ) de la sección cuando el momento actuante ( $M_a$ ) o de servicio sea mayor al momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ) pues se estará en un caso de sección transformada agrietada, caso contrario, es decir, cuando el momento actuante sea menor al momento de agrietamiento se deberá usar la inercia bruta de la sección ( $I_g$ ). Según el artículo 24.2.3.5 del código del ACI 318S-14 la inercia efectiva se puede determinar con la siguiente fórmula:

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) \cdot I_{cr} \leq I_g$$

- Deflexiones diferidas

Las deflexiones diferidas se pueden calcular con las siguientes expresiones:

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda \cdot \text{Deflexión inmediata}$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Donde  $\rho'$  es la cuantía de acero en compresión calculada en la mitad de la luz de los tramos simples y continuos, el valor de  $\xi$  es un factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas con los siguientes valores:

5 años o mas	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0



Para otras duraciones de cargas sostenidas, se podrá usar el siguiente gráfico que brinda la Norma E.060 en su acápite 9.6.2.5

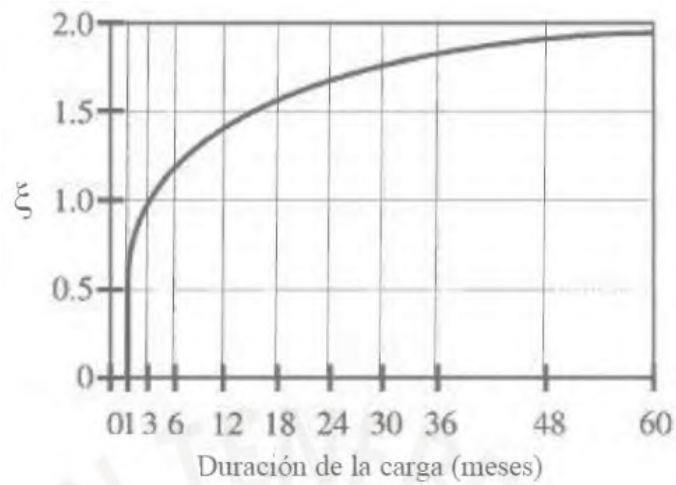


Figura 24. Valores de  $\xi$  según la duración de la carga en meses  
Tomado de "NTP E.060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009.

### 5.1.5. Ejemplo de diseño de losa aligerada

A manera de ejemplo se diseñará la vigueta comprendida entre los ejes C y D (ver Figura 4), cuyo metrado de cargas ya fue realizado en el Capítulo 3.

#### Análisis estructural

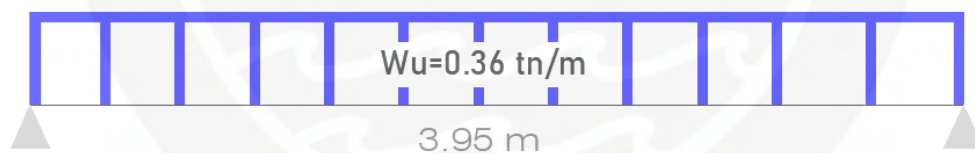


Figura 25. Esquema de cargas últimas actuantes en la vigueta analizada  
Elaboración propia.

Del modelo estructural obtenemos los siguientes diagramas:

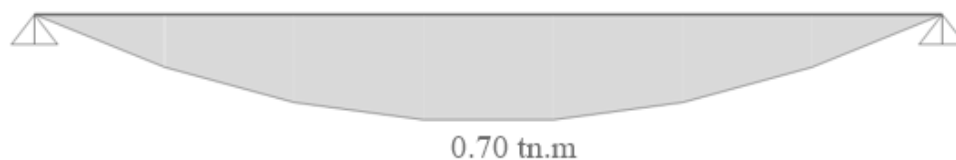


Figura 26. Diagrama de momento flector último de la vigueta analizada  
Obtenido del software SAP2000.

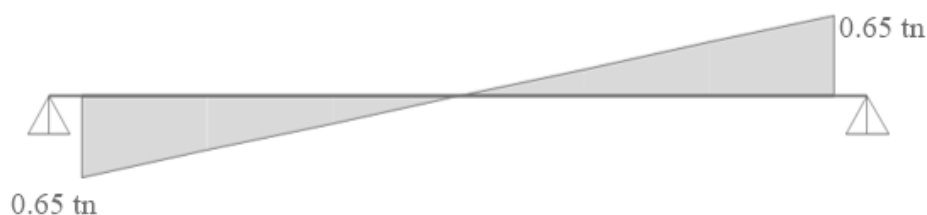


Figura 27. Diagrama de fuerzas cortantes últimas de la vigueta analizada  
Obtenido del software SAP2000.

### Diseño por flexión

El acero requerido y colocado para cubrir el momento último obtenido, que se muestra en el diagrama de momentos flector, se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 28

*Diseño por flexión del momento positivo de la vigueta analizada*

Mu + (tn.m)	a (cm)	As min (cm <sup>2</sup> )	As req. (cm <sup>2</sup> )	As. Instalado	ØMn(tn.m)
0.70	0.65	0.41	1.11	2 Ø3/8"	0.89

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que el valor de ØMn provenientes del acero colocado es mayor al momento último (Mu) obtenido en el análisis estructural, por ello se concluye que el diseño por flexión es correcto, además, ya que se trata de una losa simplemente apoyada se colocarán bastones negativos de Ø3/8" en los extremos del paño.

### Diseño por corte

Cálculo de la resistencia nominal al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 1.10 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ tn}$$

Las cortantes últimas se obtuvieron a una distancia "d" medida desde la cara del apoyo donde el máximo valor obtenido es de 0.65 tn (ver Figura 27), por lo que  $\phi V_c > V_u$ , esto quiere decir que no se necesitará ensanches de viguetas y se cumple el diseño por corte.

### Control de fisuraciones

Para verificar el control de fisuraciones de la vigueta se analizará a esta en condiciones de servicio, obteniendo el siguiente diagrama de momento flector:

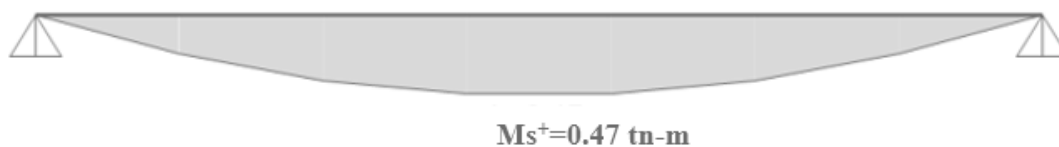


Figura 28. Diagrama de momento flector en condiciones de servicio de la vigueta analizada  
Obtenido del software SAP2000.

Para verificar que este momento no producirá fisuras en la vigueta, se calculará el parámetro “Z” para el momento positivo obtenido en la Figura 28.

Tabla 29

*Cálculo del parámetro “Z” para el control de fisuraciones en la vigueta analizada*

Control de Fisuración $M_{s^+} = 0.47 \text{ tn}\cdot\text{m}$	
b (cm)	10.00
h (cm)	20.00
d (cm)	17.00
As (cm <sup>2</sup> )	1.42
Ms (tn.m)	0.47
Ys (cm)	3.00
Nº barras	2.00
fs (kg/cm <sup>2</sup> )	2 163.31
Act (cm <sup>2</sup> )	30.00
dc (cm)	3.00
Z (kg/cm <sup>2</sup> )	9 694.65

Nota. Fuente: Elaboración propia.

El parámetro “Z” calculado es menor a 26 000 kg/cm<sup>2</sup>, que es el límite que la Norma E.060 establece para asegurar que se controlarán las fisuras, por lo que se cumple con este requerimiento.

### Control de deflexiones

La vigueta que se está analizando tiene un solo tramo que está simplemente apoyado en sus dos extremos, según la Tabla 27 la losa debe cumplir con un peralte mínimo para no verificar deflexiones dependiendo de sus condiciones de apoyo.

Para una vigueta simplemente apoyada

$$h_{\text{mín}} = \frac{ln}{16} = \frac{395}{16} = 25 \text{ cm}$$

La losa posee un peralte  $h = 20$  cm, por lo que no se cumple con el peralte mínimo que la norma establece para obviar el cálculo de deflexiones, por ello se calcularán estas últimas según lo establecido en el ítem 5.1.4.

#### Cálculo de deflexiones

- Deflexiones inmediatas

En nuestro caso al ser una losa simplemente apoyada se utilizará la siguiente expresión para calcular las deflexiones debido a la carga muerta y viva.

$$\delta = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

Donde:  $W$  = carga repartida en servicio (kg/cm)

$L$  = luz de la viga simplemente apoyada

$E$  = módulo de elasticidad del concreto

$I_{ef}$  = Inercia efectiva de la sección: como en nuestro caso el momento de servicio de 470 kg.m (ver Figura 28) es mayor al momento de agrietamiento positivo de 260 kg.m (ver Tabla 26) se deberá emplear la inercia efectiva.

A continuación, se procede a calcular la inercia agrietada ( $I_{cr}$ ) e inercia efectiva ( $I_{ef}$ ) de la sección:

Para el cálculo de la inercia agrietada en la sección de vigueta donde ocurre el máximo momento positivo se tiene 2 barras de 3/8", con un área igual a 1.42 cm<sup>2</sup>. Antes de realizar el cálculo de  $I_{cr}$  se procederá a estimar la longitud del bloque de compresiones por momento estático de la sección.

$$\frac{c^2 \cdot bf}{2} = n \cdot A_s \cdot (d - c)$$

$$\frac{c^2 \cdot 40}{2} = 9 \cdot 1.42 \cdot (17 - c)$$

$$c = 3.00 \text{ cm}$$

Pará el cálculo de la inercia de la sección agrietada nos basaremos en la siguiente ecuación:

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$$

$$I_{cr} = \frac{40 \cdot 3^3}{3} + 9 \cdot 1.42 \cdot (17 - 3)^2 = 2\,865 \text{ cm}^4$$

Una vez calculado la inercia de agrietamiento ( $I_{cr}$ ) se procederá a hallar la inercia efectiva ( $I_{ef}$ ):

$$I_{ef} = \left(\frac{260}{470}\right)^3 \cdot 11\,800 + \left(1 - \left(\frac{260}{470}\right)^3\right) \cdot 2\,865 = 4\,377.59 \text{ cm}^4 \leq I_g$$

Las deflexiones inmediatas debido a carga muerta y viva son las siguientes:

a) Deflexión debida a la carga muerta

$$\delta_{cm} = \frac{5 \cdot 1.6 \cdot 395^4}{384 \cdot 21\,7370.65 \cdot 4\,377.59} = 0.53 \text{ cm}$$

b) Deflexión debida al 100% de la carga viva

$$\delta_{cv} = \frac{5 \cdot 0.8 \cdot 395^4}{384 \cdot 21\,7370.65 \cdot 4\,377.59} = 0.27 \text{ cm}$$

c) Deflexión debida al 30% de la carga viva. Se estima que esta es la fracción de la carga viva que podría actuar permanente sobre la vigueta (Ottazzi, 2015)

$$\Delta i \delta_{cv} (30\%) = 0.30 \cdot 0.27 = 0.08 \text{ cm}$$

- Deflexiones diferidas

Cálculo del parámetro  $\lambda$  :

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Donde:  $\xi = 2.0$  (para 5 años o más)

$\rho' = 0$  (no hay cuantía de acero en compresión en el centro del tramo de la vigueta)

Reemplazando valores:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0} = 2.0$$

a) Deflexión diferida debido a carga muerta:

$$\Delta d \delta_{cm} = 2.0 \cdot 0.53 = 1.06 \text{ cm}$$

b) Deflexión diferida al 30% de carga viva:

$$\Delta d \delta_{cv}(30\%) = 2.0 \cdot 0.08 = 0.16 \text{ cm}$$

- Comparación entre las deflexiones obtenidas y las permitidas por la Norma E.060:

A continuación, se muestra la Tabla 30 que compara las deflexiones obtenidas anteriormente con las máximas permitidas por la Norma E.060 teniendo en cuenta el tipo de elemento que se está analizando y a los elementos no estructurales ligados a ellos.

Tabla 30

*Comparación entre las deflexiones calculadas y las permitidas por la Norma E.060*

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Cálculo de la deflexión	Límite de deflexión
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata de carga viva	$\Delta = \delta_{cv}$ $\Delta = 0.27 \text{ cm}$	$L/360 = 395/360$ 1.10 cm
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	La suma de la deflexión diferida debido a todas las cargas permanentes y la deflexión inmediata debido a la carga viva	$\Delta = \Delta d \delta_{cm} + \Delta d \delta_{cv}(30\%) + \delta_{cv}$ $\Delta = 1.06 + 0.16 + 0.27$ $\Delta = 1.49 \text{ cm}$	$L/240 = 395/240$ 1.65 cm

*Nota.* Adaptado de “NTP E.060 Concreto Armado”, por SENCICO, 2009.

Como se puede observar en la Tabla 30 todas las deflexiones calculadas son menores a los límites de deflexiones que establece la Norma E.060, por lo que se cumple con este requerimiento.

### Corte del refuerzo

Para este paño analizado no se necesitaría colocar refuerzo negativo ya que en el análisis estructural no se presentan estos momentos, sin embargo, es una buena práctica de diseño colocar bastones negativos de al menos  $\emptyset 3/8$ ” en losas aligeradas simplemente apoyadas, ya que siempre existirá un pequeño momento negativo que el análisis idealizado no muestra, este bastón se cortará a una distancia que puede ir entre  $L/4.5$  a  $L/4$ , donde L es la luz de la losa



aligerada simplemente apoyada analizada, en nuestro caso se optará por la siguiente longitud de bastones negativos:

$$Long. \text{ bastón} = \frac{Luz \text{ paño}}{4.5} = \frac{3.95 \text{ m}}{4.5} = 0.87 \text{ m}$$

Se considerará bastones negativos de 90 cm de longitud.

### Esquema final

A continuación, se muestra el esquema final del paño de losa aligerado diseñado, con el refuerzo final colocado:

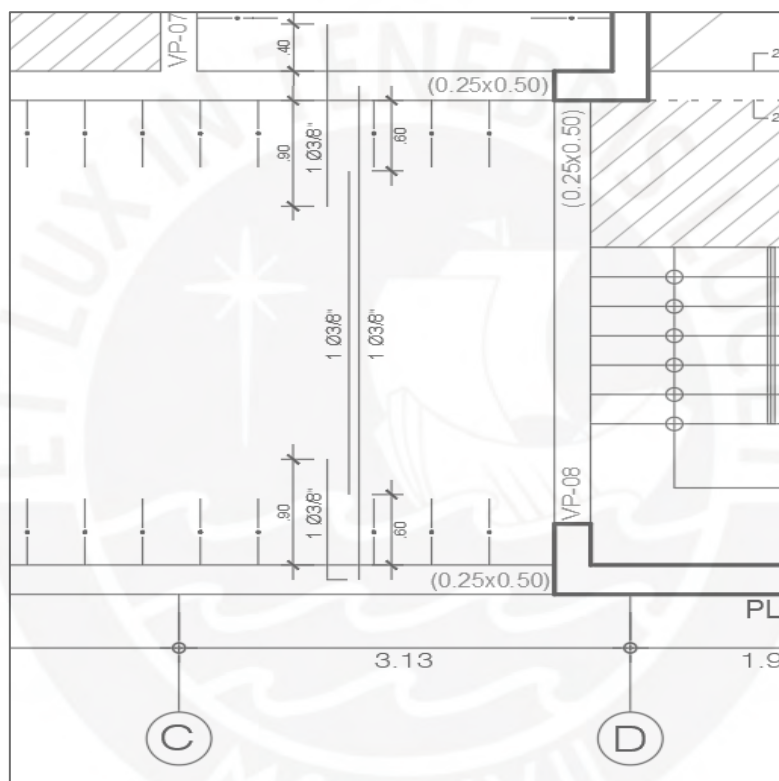


Figura 29. Esquema final del refuerzo colocado en la losa aligerada analizada  
Elaboración propia.

## 5.2. Diseño de losas macizas

Las losas macizas son elementos estructurales utilizados comúnmente cuando se tiene paños de dimensiones grandes o cuando se requiere mayor rigidez en el diafragma.

### 5.2.1. Diseño por flexión

La Norma E.060 establece un refuerzo mínimo por temperatura en este tipo de losas igual a 0.0018, por lo que el acero mínimo se hallará con la siguiente expresión:

$$A_{smín} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

Donde  $b$  es el ancho de la sección de losa a analizar y  $h$  es el peralte de la losa, es común que para una losa de 20 cm de peralte ( $h$ ) el refuerzo se distribuya en las dos caras de la losa, es decir colocar una doble malla y colocar bastones dónde se requiera mayor acero por flexión. Adicionalmente la norma indica que la separación de los refuerzos por flexión no deberá ser mayor a tres veces el peralte de la losa, ni mayor a 40 cm.

### 5.2.2. Diseño por corte

El diseño por corte es similar al de una losa aligerada, ya que al igual que ellas las losas macizas no llevan estribos, con la diferencia de que en este tipo de losas ya no se consideran ensanches al no tener nervaduras, la Norma E.060 establece la siguiente fórmula para calcular la resistencia a corte de losas macizas:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Si la cortante última resulta mayor que  $\phi V_c$  se deberá aumentar el peralte de la losa.

### 5.2.3. Control de deflexiones

Al igual que en las losas aligeradas el artículo 9.6.2. de la Norma E.060 detalla los valores de peralte mínimo para los cuales no es necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo en losas macizas

Tabla 31

*Peraltes mínimos para no calcular deflexiones en losas macizas en una dirección*

Elemento \ Cond. apoyo	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10

*Nota.* Tomado de “NTP E.060 Concreto Armado”, por SENCICO, 2009.

Los valores de esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de  $2\,300\text{ kg/m}^3$ ) y refuerzo con  $f_y$  igual a  $4\,200\text{ kg/cm}^2$ .

En caso no se cumplan los peraltes mínimos de la Tabla 31, se deberá calcular las deflexiones de manera similar a lo explicado en el ítem 5.1.4.

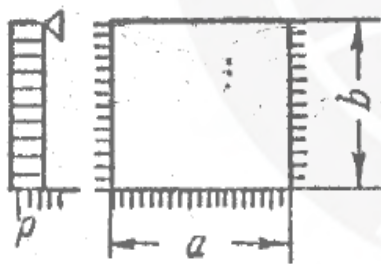
#### 5.2.4. Ejemplo de diseño de losa maciza

A manera de ejemplo se diseñará la losa maciza comprendida entre los ejes B y C (ver Figura 4), cuyo metrado de cargas ya fue realizado en el Capítulo 3.

#### Análisis estructural

Para el diseño de este paño de losa maciza se utilizará el método de Kalmanok, que es un método alternativo al de elementos finitos, el método de Kalmanok es un método que sirve para diseñar losas rectangulares, como las que se tienen en este proyecto, y se basa en el uso de tablas que depende básicamente de las condiciones de apoyo de la losa, las dimensiones de esta y del metrado de cargas.

El paño a analizar tiene tres lados continuos y un lado simplemente apoyado, por lo que se utilizará un modelo estructural que tenga las características descritas anteriormente. A continuación, se muestra la tabla de Kalmanok a emplear para el diseño de losa maciza.



*Tabla 16. — Placa rectangular, libremente apoyada en un sólo lado y empotrada en los tres restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuída.*

Figura 30. Número de tabla de Kalmanok a emplear para el diseño de losa maciza  
Tomado de Tablas de Kalmanok.

Adaptando los requerimientos de la tabla N°16 de Kalmanok a nuestro caso en particular tenemos:

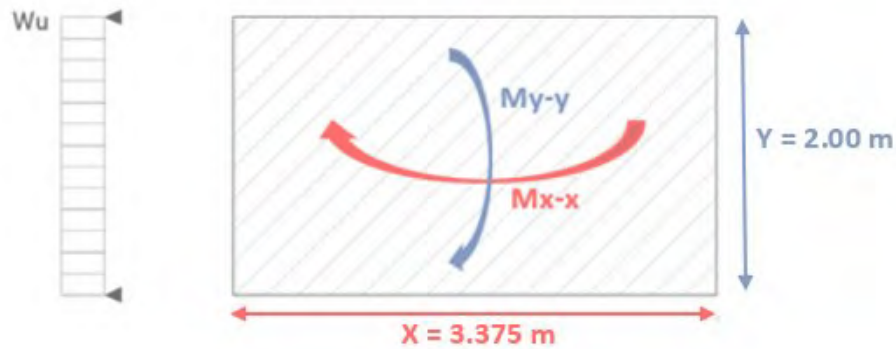


Figura 31. Esquema estructural del paño de losa maciza asociado a la Tabla N°16 de Kalmanok  
Elaboración propia.

Cálculo de la carga última ( $W_u$ ):

$$W_u = 1.4 \cdot (0.58) + 1.7 \cdot (0.20) = 1.152 \text{ tn/m}$$

Se tiene una relación de lados  $y/x = 2.0/3.375 = 0.593$ , para esta relación se tiene los siguientes coeficientes para el cálculo de los momentos últimos positivos y negativos en cada dirección de análisis, así como para los valores de fuerza cortante:

Cálculo de Momentos últimos

$$M_u = \text{Coef. Kalmanok} \cdot W_u(\text{tn/m}) \cdot y^2$$

Tabla 32

Momentos últimos resultantes para cada dirección de análisis

Ejes	Coefficiente de Kalmanok	$W_u$ (tn/m)	$y^2$	Momento último (tn.m)
Mx-x (+)	0.0153	1.152	$2.0^2$	0.071
Mx-x (-)	-0.0765	1.152	$2.0^2$	-0.353
My-y (+)	0.0452	1.152	$2.0^2$	0.208
My-y (-)	-0.1046	1.152	$2.0^2$	-0.482

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de Cortantes últimos

$$V_u = \text{Coef. Kalmanok} \cdot W_u(\text{tn/m}) \cdot y^2$$

Tabla 33

Cortantes últimas resultantes para cada dirección de análisis

Ejes	Coefficiente de Kalmanok	$W_u$ (tn/m)	$y^2$	Cortante última (tn)
Vx-x	0.662	1.152	$2.0^2$	3.05
Vy-y	0.343	1.152	$2.0^2$	1.58

Nota. Fuente: Elaboración propia.

## Diseño por flexión

Cálculo del refuerzo positivo:

Tabla 34

*Diseño por flexión del paño de losa maciza analizado*

Ejes	Mu (tn.m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As req. (cm <sup>2</sup> / ml)
Mx-x (+)	0.071	100	17	0.03	0.11
Mx-x (-)	-0.353	100	17	0.13	0.55
My-y (+)	0.208	100	17	0.08	0.32
My-y (-)	-0.482	100	17	0.18	0.75

*Nota.* Fuente: Elaboración propia.

Se procede a comparar las cantidades de acero resultantes con el acero mínimo en losas macizas especificado en el ítem 5.2.1.

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2/m$$

El acero requerido es menor al acero mínimo calculado anteriormente, por ello se colocará este último que equivale a colocar una doble malla inferior de Ø3/8" @0.20 m.

Dado que los aceros negativos resultantes son mínimos se colocarán bastones de Ø1/2" que serán los mismos bastones de las losas aligeradas adyacentes a la losa maciza analizada, esto con el fin de facilitar el proceso constructivo y el ahorro de mermas de acero.

## Diseño por corte

Cálculo de la resistencia nominal al corte del concreto en losas macizas:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ tn}$$

Se verifica que las fuerzas cortantes de diseño, en cada dirección de análisis, calculadas en la Tabla 33 (3.05 tn y 1.68 tn) son menores a la fuerza cortante resistente  $\phi V_c$ , por lo que se cumple el diseño por corte.

## Control de deflexiones

La losa maciza analizada tiene extremos continuos en la dirección X-X, y para la dirección perpendicular a esta (Y-Y) cuenta con un solo extremo continuo, aplicando los requerimientos de la Tabla 31 para calcular el peralte mínimo permitido a modo de evitar el cálculo de deflexiones tenemos:

Para ambos extremos continuos:

$$h_{\text{mín}} - xx = \frac{ln}{28} = \frac{3.375 \text{ m}}{28} = 12.05 \text{ cm}$$

Para un extremo continuo:

$$h_{\text{mín}} - yy = \frac{ln}{20} = \frac{2.00 \text{ m}}{24} = 8.30 \text{ cm}$$

La losa maciza en análisis tiene un peralte  $h = 20 \text{ cm}$ , por lo que se cumple con el peralte mínimo para poder obviar el cálculo de deflexiones según la Norma E.060.

### Esquema final

El esquema final del paño de losa maciza diseñado es el siguiente:

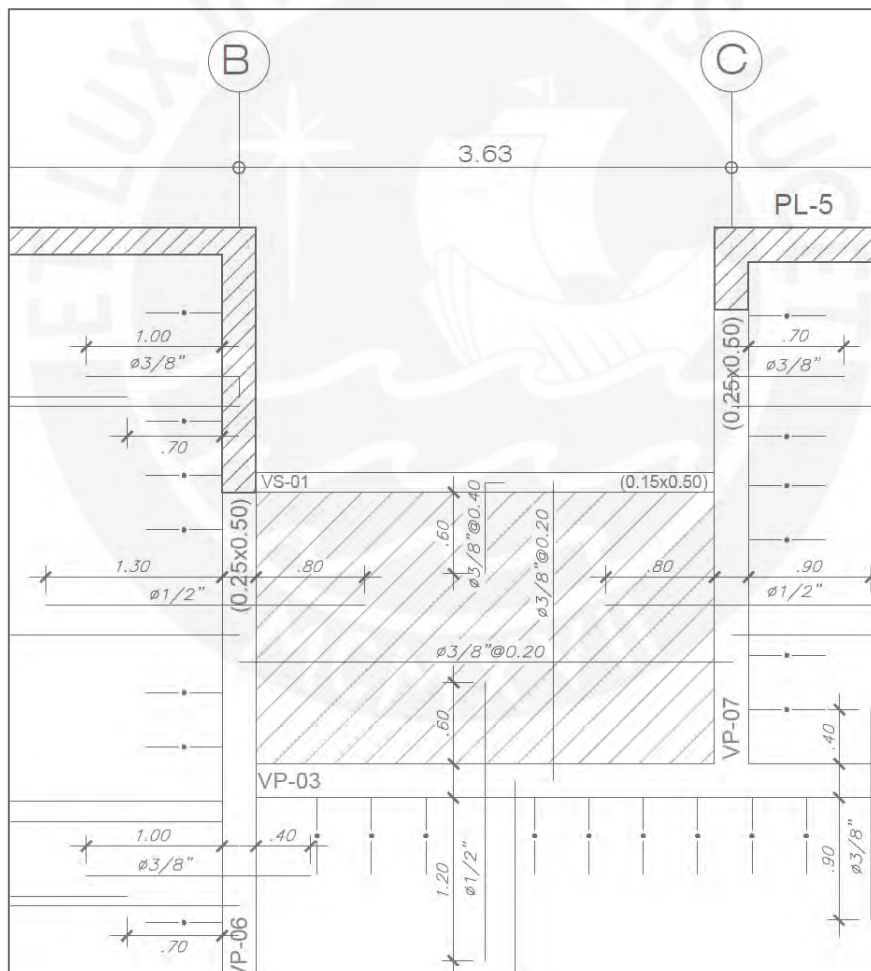


Figura 32. Distribución final del refuerzo colocado en la losa maciza analizada  
Elaboración propia.



## Capítulo 6. Diseño de Vigas

### 6.1. Generalidades

Las vigas son elementos estructurales que cumplen una función importante dentro del sistema estructural del edificio, pues son las que transmiten las cargas de la losa a los elementos verticales como columnas y placas, además conforman los pórticos que aportan a la resistencia sísmica del edificio, es por ello por lo que se debe diseñar estos elementos siguiendo todos los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### 6.2. Diseño por flexión

Para el cálculo de acero por flexión en vigas se deben tener en cuenta los valores de acero mínimo y máximo que se hallan de la siguiente manera:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d}{f_y}$$

El acero máximo se calcula como el 75% del acero que produce la falla balanceada, es decir del acero balanceado ( $A_{sb}$ )

$$A_{smáx} = 0.75 \cdot A_{sb}$$

Luego de calcular estos valores se procede a hallar el área de acero necesaria que resistirá los momentos últimos obtenidos en el análisis. Para ello utilizamos las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

$$A_{s req} = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

### 6.3. Corte del Refuerzo

La longitud de un bastón debe ser como mínimo la longitud de desarrollo en tracción, según el diámetro de la barra utilizada, medida desde el punto máximo de momento positivo o negativo. A continuación, se muestra estas longitudes de desarrollo de las varillas de acero más empleadas y comerciales:

Tabla 35

Longitudes de desarrollo en tracción del refuerzo

Barra	Longitud de desarrollo en tracción (cm)	
	Inferior	Superior
8 mm	30	40
3/8"	35	45
1/2"	45	60
5/8"	60	75
3/4"	70	90
1"	110	145

Nota. Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015.

Además, el refuerzo deberá extenderse más allá de la sección en la que ya no es necesario, esta distancia deberá ser igual al mayor valor entre el peralte efectivo del elemento "d" y 12 veces el diámetro de la barra, medida a partir del punto teórico de corte, como se muestra a continuación:

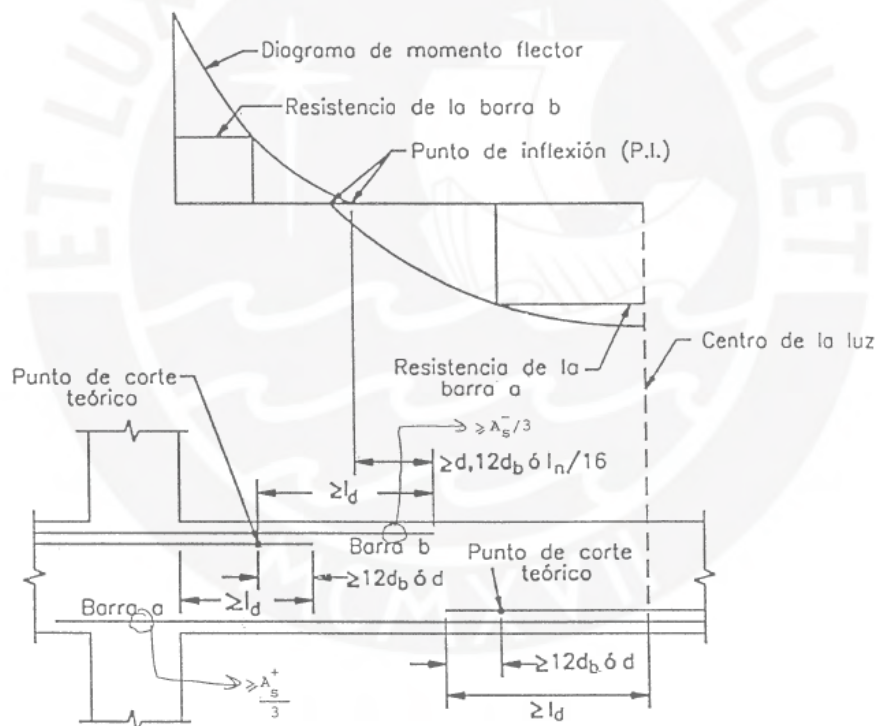


Figura 33. Corte teórico de acero

Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015.

#### 6.4. Ganchos estándar

Cuando no se pueda cumplir las longitudes de desarrollo descritas en el punto 6.3, el anclaje del refuerzo deberá realizarse con un gancho estándar, en nuestro caso para un concreto con resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de  $210 \text{ kg/cm}^2$  las longitudes que deben tener estos ganchos son las siguientes:

Tabla 36

Longitudes anclaje con gancho estándar para concretos con  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>

Barra	db (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.8	18
3/8"	0.95	21
1/2"	1.27	28
5/8"	1.59	35
3/4"	1.91	42
1"	2.54	56

Nota. Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015.

La forma de armado de estos ganchos será de la siguiente manera:

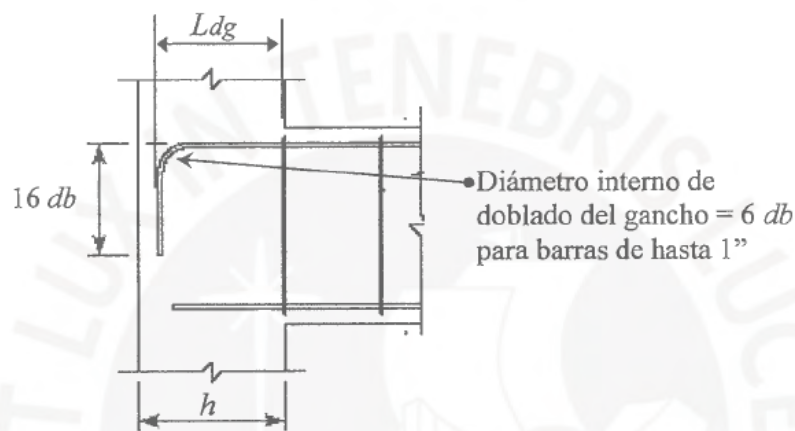


Figura 34. Anclaje con gancho estándar

Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015.

### 6.5. Diseño por corte

La cortante de diseño debe ser la cortante última ( $V_u$ ) obtenida de las combinaciones de cargas tomada a una distancia "d" de la cara del apoyo. La resistencia al corte del concreto se halla con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Si  $\phi V_c$  es menor que  $V_u$ , se necesitará refuerzo transversal (estribos), cuya resistencia al corte es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

El valor de  $V_s$  no deberá exceder de:

$$V_{s\text{máx}} = 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Luego de calcular el valor de  $V_s$  y compararlo con el valor de  $V_{sm\acute{a}x}$ , se debe hallar el espaciamiento “s” que tendrían los estribos.

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Segun el artículo 11.1.1 de la Norma E.060 siempre deberá cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Adicionalmente, el capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto Armado hace referencia a las siguientes disposiciones a tomar en cuenta para vigas en edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales.

- La fuerza cortante de diseño  $V_u$  de las vigas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido entre (a) y (b):
  - (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
  - (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño mencionadas en la sección 1.4.2 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5
- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo.

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor entre (a), (b), (c) y (d):

- (a)  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm
  - (b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
  - (c) 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento
  - (d) 300 mm
- Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben estar espaciados a una distancia no mayor de  $0.5d$ .

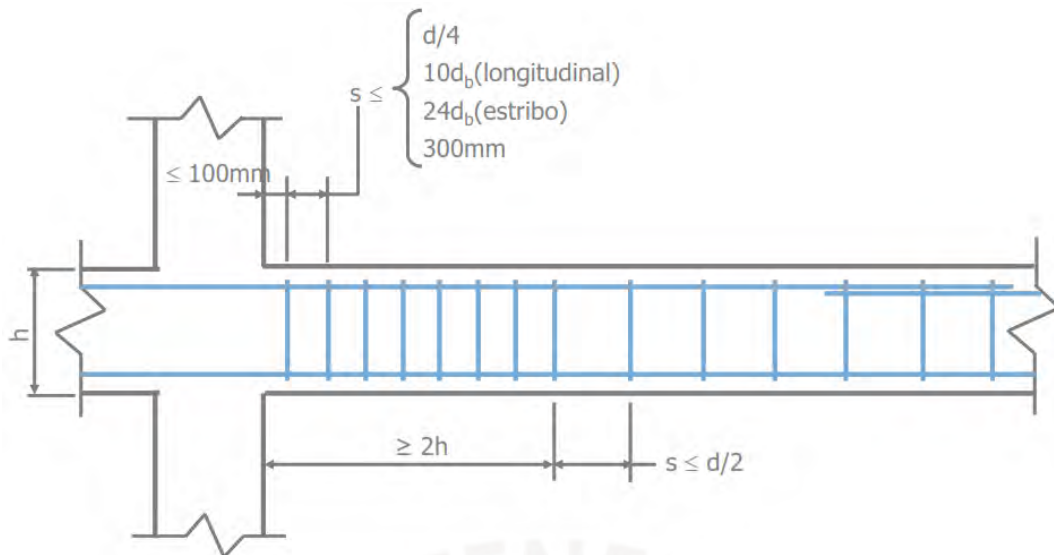


Figura 35. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en vigas según la Norma E.060  
Tomado de "Diapositivas de clase de Concreto Armado 2", por Higashi, 2019.

### 6.6. Control de fisuraciones

Para el control de fisuraciones se utilizará el mismo procedimiento de lo explicado en el ítem 5.1.3 del Capítulo 5 de diseño de losas.

### 6.7. Control de deflexiones

Los valores establecidos en la Tabla 27 utilizadas para hallar los peraltes mínimos, según las condiciones de apoyo, en losas aligeradas también se pueden utilizar en vigas peraltadas según el artículo 9.6.2 de la Norma E.060.

### 6.8. Ejemplo de diseño de viga

A modo de ejemplo se diseñará la viga VP-01 (0.25x0.50 m) de un piso típico ubicada en el eje 1 (ver Figura 4).

#### Análisis estructural

El metrado de la viga VP-01 ha sido realizado en el Capítulo 3 de metrado de cargas, nos basaremos de aquel metrado realizado y junto con los requerimientos de sismo obtenemos los siguientes diagramas de momentos últimos y fuerzas cortantes:

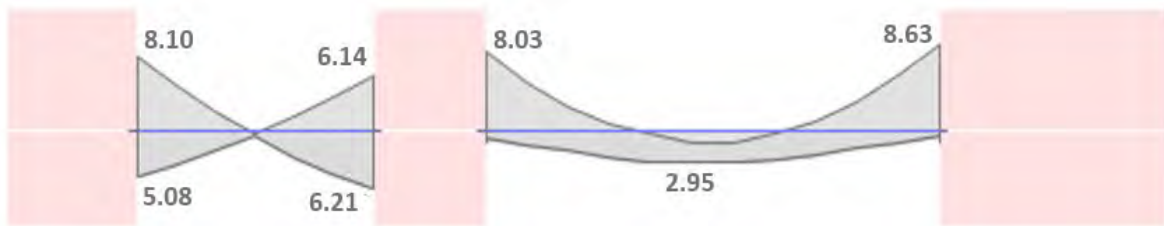


Figura 36. Envolvente de momentos flectores (tn.m) de la viga VP-01  
Obtenido del programa ETABS.

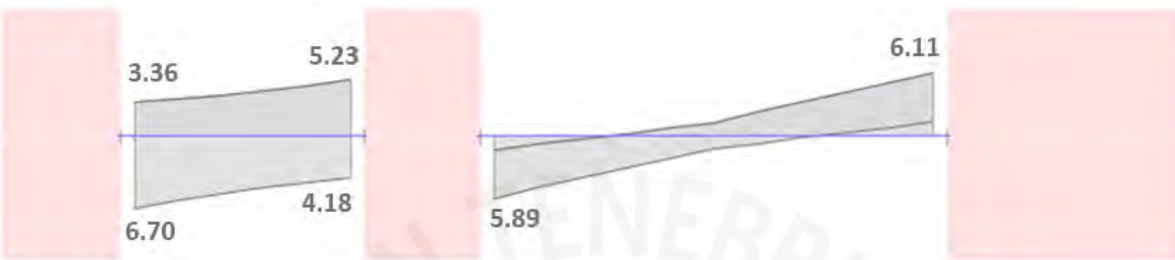


Figura 37. Envolvente de fuerzas cortantes (tn) de la viga VP-01 a "d" de la cara  
Obtenido del programa ETABS.

### Diseño por flexión

Cálculo de acero mínimo y máximo para la sección de viga analizada.

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44}{4200} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = \frac{0.75 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 0.085 \cdot 0.588 \cdot 44}{4200} = 17.52 \text{ cm}^2$$

Luego de hallar el acero máximo y mínimo calcularemos el acero necesario para los momentos últimos mostrados en la Figura 36.

Tabla 37

Diseño por flexión de los momentos positivos y negativos de la viga analizada

Mu (tn.m)	a (cm)	As req. (cm <sup>2</sup> )	As. Instalado (cm <sup>2</sup> )	ØMn (tn.m)	Mn (tn.m)
- 8.10	4.85	5.15	2 Ø5/8"+1 Ø5/8"	9.34	10.38
- 6.14	3.62	3.85	2 Ø5/8"	6.37	7.08
- 8.03	4.81	5.11	2 Ø5/8"+1 Ø5/8"	9.34	10.38
- 8.63	5.19	5.51	2 Ø5/8"+1 Ø5/8"	9.34	10.38
5.08	2.95	3.16	2 Ø5/8"	6.37	7.08
6.21	3.67	3.90	2 Ø5/8"	6.37	7.08
2.95	1.70	1.81	2 Ø5/8"	6.37	7.08

Nota. Fuente: Elaboración propia.



Se puede observar que, en todos los casos, tanto para los momentos negativos y positivos, el refuerzo de acero colocado otorga un  $\phi M_n$  mayor a los momentos últimos obtenidos del análisis estructural, por lo que se cumple con los requerimientos por flexión.

### Corte del refuerzo

Para determinar la longitud de corte de los bastones y cumplir con los requerimientos de la Norma E.060 descritos en el ítem 6.3, se deberá hallar primero los puntos teóricos de corte, para ellos nos basaremos en la capacidad del acero corrido colocado, en nuestro caso tenemos dos fierros de  $\phi 5/8''$  que otorgan una capacidad  $\phi M_n$  igual a 6.37 tn.m, entonces los puntos teóricos de corte para cada tramo de viga serán:

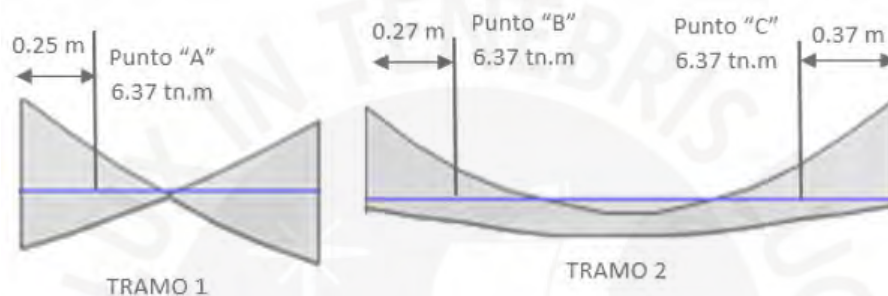


Figura 38. Puntos teóricos de corte de bastones de la viga VP-01  
Obtenido del programa ETABS.

A la longitud medida desde el máximo momento negativo hasta el punto teórico de corte se le debe sumar la mayor distancia entre “d” y “12db”, además todos los bastones serán mayores a las longitudes de anclaje “ld” que se muestran en la Tabla 35. Todas estas longitudes se detallan a continuación:

- $d = 54 \text{ cm}$
- $12db = 19 \text{ cm}$  para  $\phi 5/8''$
- $ld$  para barras superiores =  $75 \text{ cm}$  para  $\phi 5/8''$

Las longitudes de bastones a considerar serán las siguientes:

- Para el bastón negativo de  $\phi 5/8''$  ubicado en el primer tramo de viga (Punto A):

$$L_{\text{bastón-A}} = 0.25 + 0.54 = 0.79 \text{ m}$$

Se considerará una longitud de 80cm.

- Para los bastones negativos de  $\phi 5/8''$  ubicado en el segundo tramo de viga (Punto B y C):

$$L_{\text{bastón-B}} = 0.27 + 0.54 = 0.81 \text{ m}$$

$$L_{bastón-c} = 0.37 + 0.54 = 0.91 \text{ m}$$

Se podría optar por colocar bastones de 1.00 m, sin embargo, es una buena práctica de diseño considerar bastones negativos con una longitud mínima de  $L/4$  por lo que se colocarán bastones de 1.30 m.

### Diseño por corte

La resistencia al corte que toma el concreto es:

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44 = 7.18 \text{ tn}$$

Al ser esta una viga con responsabilidad sísmica se deberá calcular la cortante última de diseño ( $V_u$ ) por capacidad y compararlo con la cortante obtenida de amplificar el sismo por 2.5, se escogerá el menor de ellos según lo establecido en el capítulo 21 de la Norma E.060.

- Cortante obtenida por capacidad

Para el diseño por capacidad se utilizará los momentos nominales obtenidos en la Tabla 37, y del Capítulo 3, de metrado de cargas, usaremos la carga muerta (CM) y carga viva (CV) a las que está sometida la viga para poder hallar la carga última por capacidad, obteniendo:

$$W_u = 1.25 \cdot (CM + CV)$$

$$W_u - 1^\circ \text{ tramo} = 1.25 \cdot (0.702 + 0.25) = 1.19 \text{ tn/m}$$

$$W_u - 2^\circ \text{ tramo} = 1.25 \cdot (1.263 + 0.415) = 2.10 \text{ tn/m}$$

La cortante última en cada tramo se calcula de la siguiente manera:

- a) Momentos nominales en sentido antihorario

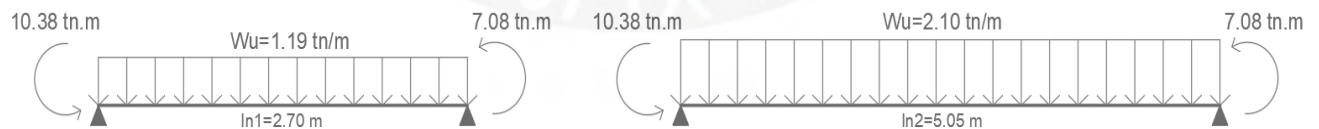


Figura 39. Momentos nominales en sentido antihorario para el diseño por capacidad  
Elaboración propia.

- b) Momentos nominales en sentido horario

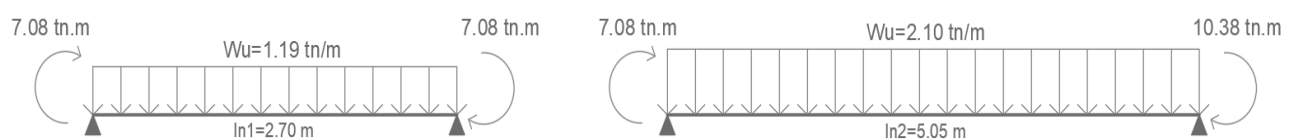


Figura 40. Momentos nominales en sentido horario para el diseño por capacidad  
Elaboración propia.

Los diagramas de fuerzas cortantes de los esquemas de cargas mostrados anteriormente son los siguiente:

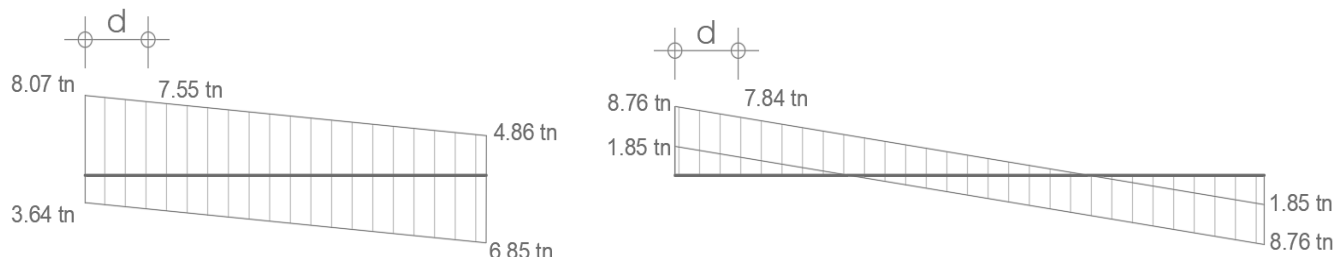


Figura 41. Diagrama de fuerzas cortantes obtenidos del diseño por capacidad

*Elaboración propia.*

Las fuerzas cortantes últimas medidas a una distancia “d” de la cara son: 7.55 tn en el primer tramo de la viga y 7.84 tn para el segundo tramo de esta, estos valores son mayores a los obtenidos inicialmente y es que en el diseño de vigas sísmicas las cortantes obtenidas por capacidad son las que generalmente controlan el diseño por corte.

- Cortante obtenida por amplificar el sismo por 2.5

Para el cálculo de las fuerzas cortantes amplificando el sismo por un factor de 2.5 nos ayudaremos del software ETABS, el cual nos otorga el siguiente diagrama de fuerzas cortantes:

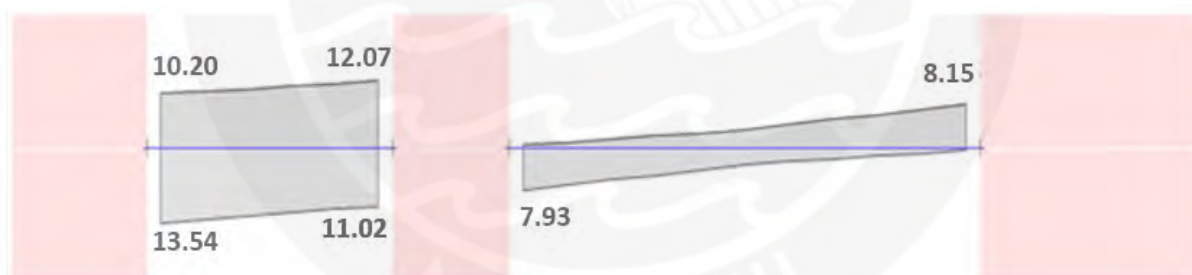


Figura 42. Envolvente de fuerzas cortantes últimas (tn) obtenidos por amplificar el sismo por 2.5  
*Obtenido del programa ETABS.*

Los valores de fuerzas cortantes últimas obtenidos son: 13.54 tn para el primer tramo de la viga y 8.15 tn para el segundo tramo de esta.

Se puede observar de los dos análisis realizados anteriormente que las cortantes últimas obtenidas en el caso de amplificación sísmica por un factor de 2.5 son mayores a las obtenidas en el diseño por capacidad, la Norma E.060 indica que se debe realizar el diseño por corte con el análisis en el que se obtenga menores fuerzas, ya que de lo contrario se estaría sobre

reforzando la viga, por ello se procederá a realizar el diseño por corte con los resultados obtenidos por el análisis por capacidad.

Entonces las cortantes últimas de diseño en cada tramo son:

$$V_u - 1^{\text{o}}\text{tramo} = 7.55 \text{ tn}$$

$$V_u - 2^{\text{o}}\text{tramo} = 7.84 \text{ tn}$$

Para ambos casos se cumple que  $V_u > \emptyset V_c$ , sin embargo, la diferencia es mínima por lo que, si hacemos los cálculos para hallar el espaciamiento de estribos necesario, estos resultarán muy grandes, por otro lado, la viga VP-01 al ser una viga sísmica necesita cumplir con los requerimientos de confinamiento por corte resumidos en la Figura 35 por lo que se procederá a calcular dichos valores:

El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento será el menor valor de:

- $d/4 = 44/4 = 11 \text{ cm}$
- $10 \cdot d_b = 10 \cdot 5/8 \cdot 2.54 = 15.90 \text{ cm}$
- $24 \cdot d_e = 24 \cdot 0.95 = 22.8 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

De todas las longitudes calculadas la que predomina es la primera opción, de 11 cm, que se redondeará a un menor valor múltiplo de cinco igual a 10 cm, este espaciamiento de estribos deberá prolongarse a una longitud de 1.00 m (dos veces el peralte de la viga).

Para la zona fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento entre estribos será de:

$$s = 0.5 \cdot d$$

$$s = 0.5 \cdot 44 = 22 \text{ cm} = 20 \text{ cm (redondeado)}$$

Finalmente, la distribución de estribos de la viga VP-01 medida desde cada extremo es la siguiente:

$$1@0.05, 9@0.10, rto@0.20 \text{ m}$$

### Control de fisuraciones

Para verificar el control de fisuraciones de la viga VP-01 se analizará a esta en condiciones de servicio, obteniendo el siguiente diagrama de momentos:

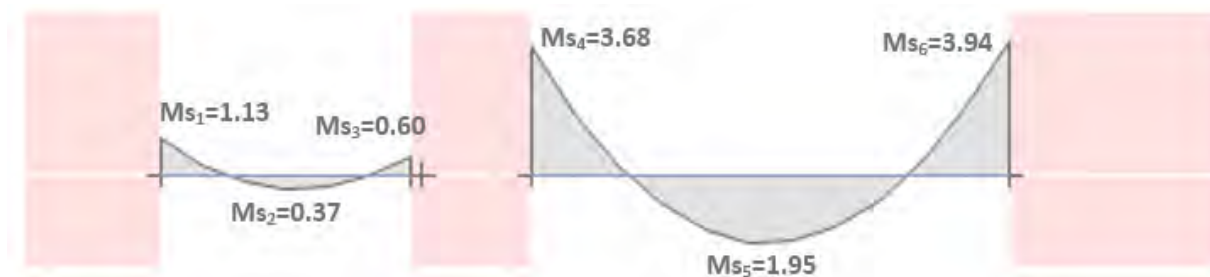


Figura 43. Diagrama de momentos flectores (tn.m) debido a cargas en servicio de la viga VP-01  
Obtenido del programa ETABS.

A continuación, se calcula el parámetro “Z” para cada tramo de la viga analizada:

Tabla 38

*Control de fisuraciones de la viga VP-01*

Parámetros	Ms1	Ms2	Ms3	Ms4	Ms5	Ms6
b (cm)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
h (cm)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
d (cm)	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00
As (cm <sup>2</sup> )	6.00	4.00	4.00	6.00	4.00	6.00
Ms (tn.m)	1.13	0.37	0.60	3.68	1.95	3.94
Ys (cm)	7.00	6.00	6.00	7.00	6.00	7.00
N.º barras	3.00	2.00	3.00	2.00	3.00	3.00
fs (kg/cm <sup>2</sup> )	475.59	233.59	378.79	1 548.82	1 231.06	1 658.25
Act (cm <sup>2</sup> )	100.00	150.00	100.00	150.00	100.00	100.00
dc (cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Z (kg/cm <sup>2</sup> )	4 011.27	2 255.25	3 194.82	14 953.71	10 383.17	13 986.22

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros “Z” calculados en cada tramo son menores a 26 000 kg/cm<sup>2</sup> por lo que se cumple este requerimiento que establece la Norma E.060.

### Control de deflexiones

Los dos tramos de la viga analizada cuentan con extremos continuos por lo que se verificará el peralte mínimo según la Tabla 27 para omitir el cálculo de deflexiones.

Para el primer tramo:

$$h_{\text{mín}} - 1^{\text{o}} \text{ tramo} = \frac{ln}{21} = \frac{2.70 \text{ m}}{21} = 12.90 \text{ cm}$$

Para el segundo tramo:

$$h_{\text{mín}} - 2^{\text{o}} \text{ tramo} = \frac{ln}{21} = \frac{5.05 \text{ m}}{21} = 24.00 \text{ cm}$$

La viga analizada tiene un peralte  $h = 50$  cm, por lo que se cumple con el peralte mínimo para obviar el cálculo de deflexiones según la Norma E.060.

### Esquema final

A modo comparativo se realizarán dos esquemas finales del refuerzo de la viga VP-01, uno de estos se realizará cumpliendo las longitudes de desarrollo descritas en el punto 6.3, mientras que en el otro esquema se mostrará un armado con ganchos estándar como lo descrito en el ítem 6.4.

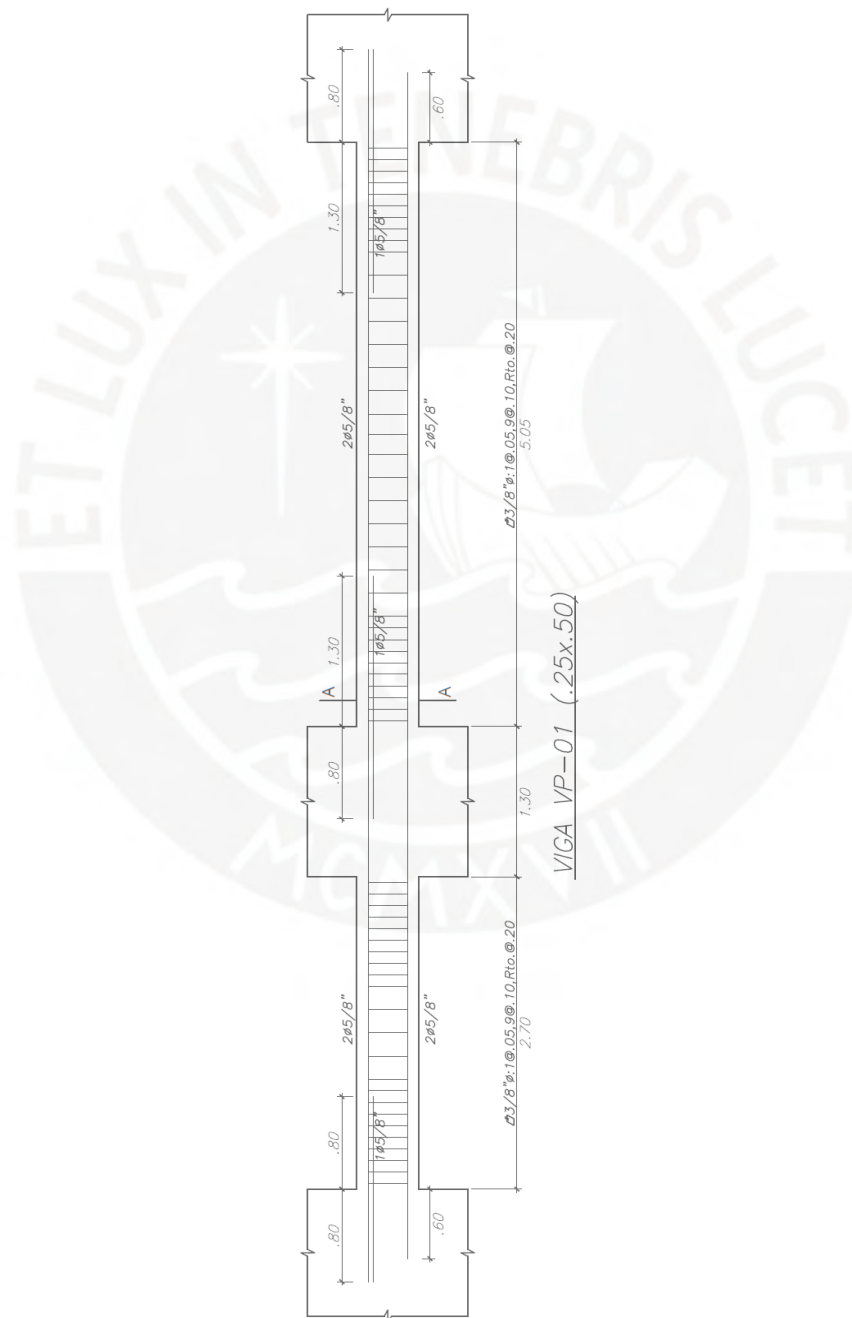


Figura 44. Refuerzo final de la viga VP-01 con longitudes de desarrollo  
Elaboración propia



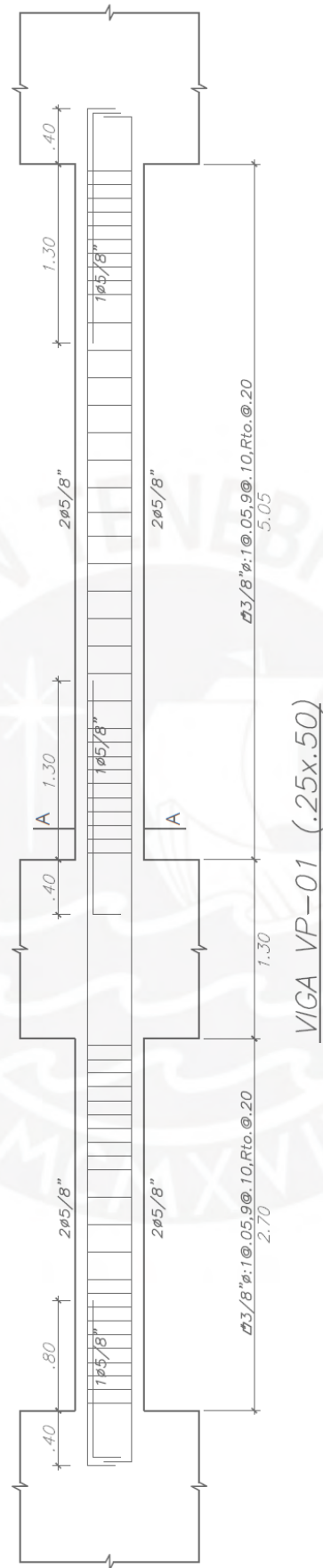


Figura 45. Refuerzo final de la viga VP-01 con ganchos estándar  
 Elaboración propia

## Capítulo 7. Diseño de Columnas

### 7.1. Generalidades

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a cargas de gravedad y sismo, en este proyecto en particular las columnas trabajarán básicamente por cargas de gravedad ya que la importante presencia de placas absorberá casi la totalidad del sismo. Estos elementos se diseñan por flexocompresión y corte.

### 7.2. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión se basa en la creación de una curva de capacidad estructural llamada diagrama de interacción, esta curva se genera a través del análisis de la sección de columna por fuerzas axiales y momentos flectores, al diagrama resultante se debe afectar por los factores que establece la Norma E.060 y se debe verificar que los puntos cuyas coordenadas son las fuerzas y momentos obtenidas de las combinaciones de cargas ultimas estén dentro del diagrama, si esto no se cumple se debe aumentar la cuantía de acero en la columna. La cuantía mínima y máxima en columnas es 1% y 6% respectivamente.

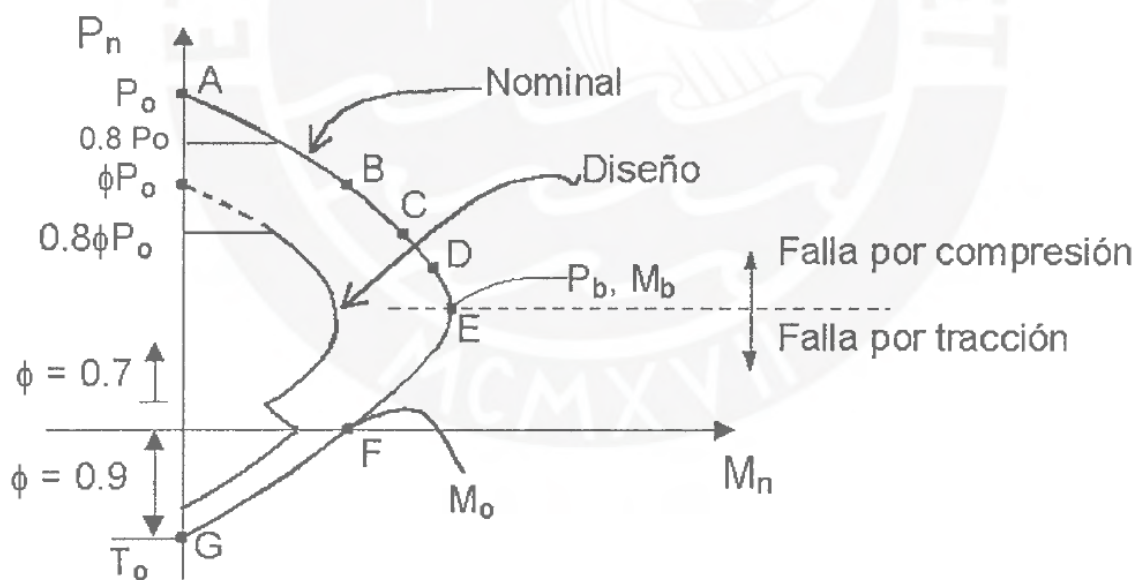


Figura 46. Diagrama de interacción para el diseño por flexocompresión  
Tomado de "Diapositivas de clase de Concreto Armado 2", por Higashi, 2019

### 7.3. Diseño por corte

Según el artículo 11.3.1.2 de la Norma E.060 de Concreto Armado, se puede estimar el aporte del concreto a la resistencia al corte con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g}\right) * b * d$$

Donde Nu es la carga axial que recibe la columna y Ag es el área bruta de la sección.

Para el refuerzo por cortante, al igual que en las vigas, se dará con el uso de estribos y las expresiones para el cálculo de la resistencia requerida y el espaciamiento de estribos están dados por las mismas expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Adicionalmente, el capítulo 21 de la Norma E.060 hace referencia a las siguientes disposiciones a tomar en columnas de edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales.

- La fuerza cortante de diseño Vu para columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido entre (a) y (b):
  - (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
  - (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño mencionadas en la sección 1.4.2 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento So y una longitud Lo medida desde la cara del nudo.

El espaciamiento So no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- (c) 100 mm

La longitud “Lo” de confinamiento no debe ser menor que el mayor valor de:

- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (f) 500 mm

Fuera de la longitud “Lo” el espaciamiento no será mayor de:

- (g) La requerida por fuerza cortante
- (h) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- (i) 48 veces el diámetro del estribo
- (j) La menor dimensión de la sección transversal de la columna
- (k) 30 cm.

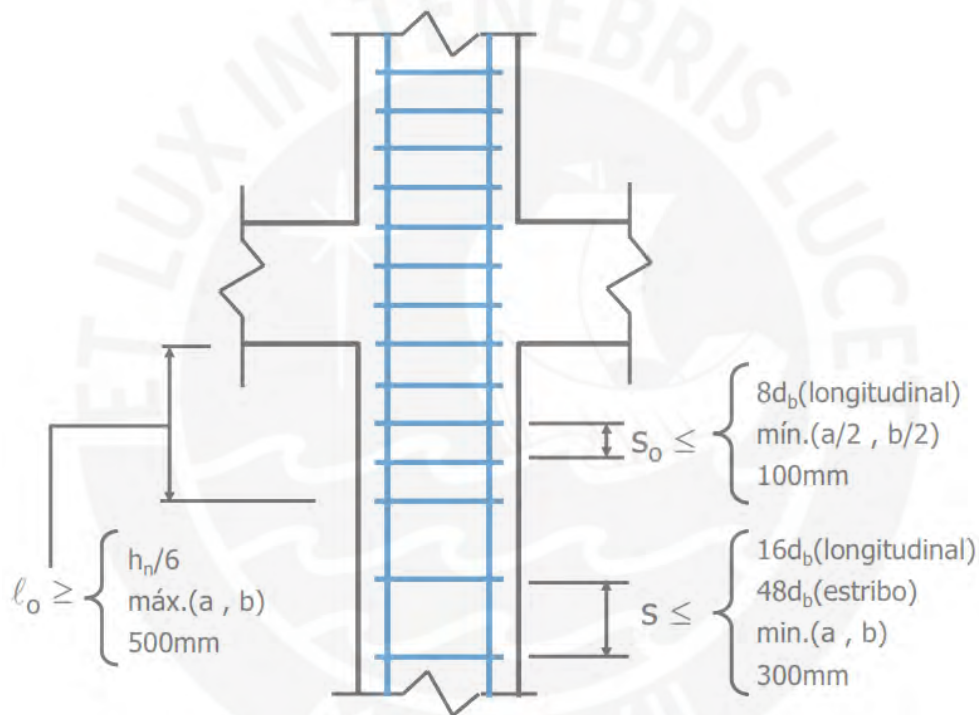


Figura 47. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en columnas según la Norma E.060 Tomado de “Diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2019.

#### 7.4. Ejemplo de diseño de columna

A modo de ejemplo se diseñará la columna C-1 (0.25x0.50 m) ubicada en la intersección de los ejes 2 y B (ver Figura 4), este elemento fue metrado en el Capítulo 3 por lo que se usarán las cargas de gravedad calculadas en dicho capítulo, para las demás fuerzas y momentos se utilizará los proporcionados por el software ETABS.

## Análisis Estructural

Las cargas obtenidas del análisis sísmico y por gravedad son los siguientes:

Tabla 39

*Cargas obtenidas del análisis estructural de la columna C-1*

Caso de carga	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
CM	62.26	-0.04	-0.57	-0.04	-0.65
CV	19.04	-0.01	-0.18	-0.01	-0.21
Sismo X	2.79	0.03	0.11	0.15	0.16
Sismo Y	16.89	0.00	1.15	0.01	2.30

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del programa ETABS.

Efectuando las combinaciones de carga correspondientes se tiene:

Tabla 40

*Combinaciones de cargas últimas de la columna C-1*

Combinación	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
1.4CM+1.7CV	119.53	-0.07	-1.11	-0.08	-1.27
1.25(CM+CV)+CSX	104.41	-0.04	-0.84	0.08	-0.91
1.25(CM+CV)-CSX	98.84	-0.09	-1.06	-0.21	-1.23
0.9CM+CSX	58.82	-0.01	-0.41	0.11	-0.42
0.9CM-CSX	53.25	-0.06	-0.63	-0.19	-0.74
1.25(CM+CV)+CSY	118.51	-0.06	0.21	-0.06	1.22
1.25(CM+CV)-CSY	84.74	-0.06	-2.10	-0.07	-3.37
0.9CM+CSY	72.92	-0.04	0.64	-0.03	1.71
0.9CM-CSY	39.15	-0.04	-1.67	-0.04	-2.88

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del programa ETABS.

### Diseño por flexocompresión

Se puede observar de los resultados obtenidos en el análisis estructural, que esta columna está trabajando casi en su totalidad por cargas de gravedad siendo las sollicitaciones sísmicas muy reducidas, por lo que de manera inicial se colocará un refuerzo de acero tal que cubra la cuantía mínima en columnas que es el 1%.

$$\rho_{min} = 1\% \cdot 25 \cdot 50 = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{As instalado} = 4 \text{ } \emptyset 5/8'' + 4 \text{ } \emptyset 1/2'' = 13.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{13}{25 \cdot 50} \cdot 100 = 1.04\%$$

Se comenzará a iterar con una cuantía 1.04% que equivale a 4 barras de  $\emptyset 5/8''$  con 4 barras de  $\emptyset 1/2''$ , entonces la sección de columna C-1 será la siguiente:

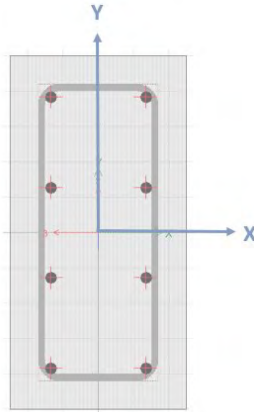


Figura 48. Sección transversal de la columna analizada  
Obtenido del programa ETABS.

Para la sección mostrada obtenemos el diagrama de interacción para cada dirección de análisis:

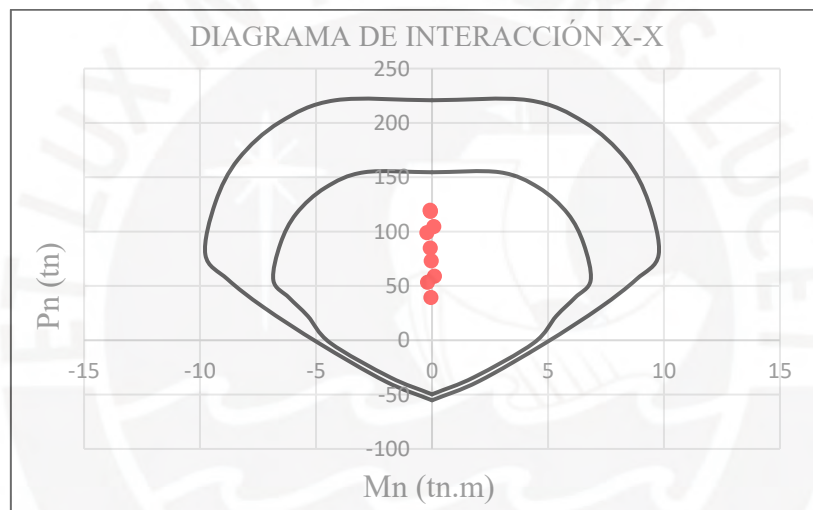


Figura 49. Diagrama de interacción en la dirección X-X  
Elaboración propia.

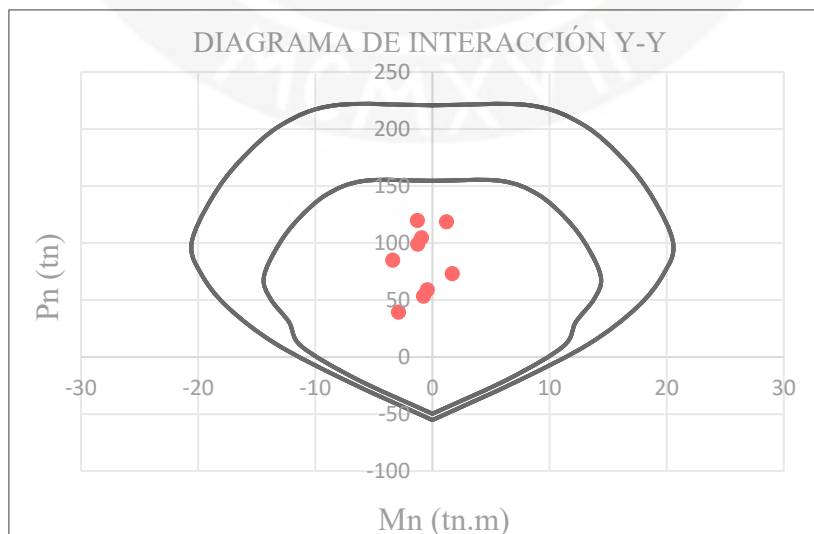


Figura 50. Diagrama de interacción en la dirección Y-Y  
Elaboración propia.



De los gráficos mostrados anteriormente podemos observar que todos los puntos de las combinaciones de cargas últimas caen dentro de los diagramas de interacción correspondiente, si bien el acero colocado cubre por un margen considerable las cargas últimas obtenidas, mantendremos esta cuantía en todos los niveles ya que se trata de la cuantía mínima en columnas (1%).

### Diseño por corte

Según las consideraciones por corte mencionadas en el ítem 7.3 se debe analizar dos casos para determina la cortante última ( $V_u$ ) de diseño.

- Cortante obtenida por capacidad

Para determinar la cortante de diseño por capacidad se necesita hallar los momentos nominales de las secciones en los extremos de columna, nos ayudaremos de los diagramas de interacción obtenidos para calcular dichos momentos.

Tabla 41

*Capacidades en los nudos relacionados con  $P_u$  (tn) para cada combinación*

Combinación de carga	P (tn)	Mnx (tn.m)	Mny (tn.m)
1.4CM+1.7CV	119.53	9.41	19.71
1.25(CM+CV) +CSX	104.41	9.55	20.37
1.25(CM+CV)-CSX	98.84	9.58	<b>20.48</b>
0.9CM+CSX	58.82	8.96	18.63
0.9CM-CSX	53.25	8.61	18.22
1.25(CM+CV) +CSY	118.51	9.39	19.83
1.25(CM+CV)-CSY	84.74	9.68	20.20
0.9CM+CSY	72.92	9.42	19.73
0.9CM-CSY	39.15	7.71	16.86

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del programa ETABS.

De la Tabla 41 observamos que el momento nominal máximo es de 20.56 tn.m, entonces el valor de  $V_u$  por capacidad será:

$$V_u = \frac{20.48 + 20.48}{2.10} = 19.50 \text{ tn}$$

- Cortante obtenida por amplificar el sismo por 2.5

Para obtener las cortantes amplificando el sismo por 2.5 nos ayudaremos del programa ETABS obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 42

*Combinaciones de Vu (tn) resultantes de amplificar el sismo por 2.5*

Combinación de carga	Vx (tn)	Vy (tn)
1.4CM+1.7CV	-0.07	-1.11
1.25(CM+CV) +CSX	0.01	-0.67
1.25(CM+CV)-CSX	-0.13	-1.22
0.9CM+CSX	0.03	-0.24
0.9CM-CSX	-0.11	-0.79
1.25(CM+CV) +CSY	-0.06	1.93
1.25(CM+CV)-CSY	-0.07	<b>-3.83</b>
0.9CM+CSY	-0.03	2.36
0.9CM-CSY	-0.04	-3.40

Nota. Fuente: Datos obtenidos del programa ETABS.

La cortante última resultante de amplificar la carga de sismo por 2.5 es de  $V_u = 3.83$  tn.

De los dos análisis realizados anteriormente la fuerza cortante obtenida por capacidad es mayor al valor obtenido por amplificar el sismo por 2.5, por lo que se utilizará la fuerza obtenida en este último análisis, ya que la Norma E.060 establece que se deberá diseñar con el menor valor obtenido, por lo tanto:

$$V_u = 3.83 \text{ tn}$$

Obtenido el valor de  $V_u$ , ahora calculamos el aporte del concreto al corte en la columna:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left( 1 + \frac{119.53}{140 \cdot 25 \cdot 50} \right) \cdot 25 \cdot 44 = 7.18 \text{ tn}$$

Como  $\phi V_c > V_u$  no se necesitaría estribos, pero según los lineamientos de confinamiento en columnas mostrados en la Figura 47 tenemos:

- La zona de confinamiento debe ser como mínimo el mayor valor entre:
  - (a)  $l_n/6 = 210/6 = 35\text{cm}$
  - (b) La mayor dimensión de la columna = 50 cm
  - (c) 50 cm

La zona de confinamiento “Lo” será de 50 cm

- El espaciamiento de estribos dentro de la zona de confinamiento “Lo” no será mayor del menor valor entre:
  - (d)  $8 \cdot d_b = 8 \cdot 1/2'' \cdot 2.54 = 10.16 \text{ cm}$
  - (e) La mitad de la menor dimensión de la columna =  $25/2 = 12.5 \text{ cm}$
  - (f) 10 cm

El espaciamiento “s” dentro de la zona de confinamiento será de 10cm

- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento de estribos no será mayor que el menor valor entre:

(g)  $16 \cdot db = 16 \cdot 1/2'' \cdot 2.54 = 20.32 \text{ cm}$

(h)  $48 \cdot db \text{ (estribo)} = 48 \cdot 3/8'' \cdot 2.54 = 45.72 \text{ cm}$

(i) La menor dimensión de la columna = 25 cm

(j) 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento “s” entre estribos será de 20 cm.

Para finalizar se muestra el diseño final de la columna C-1

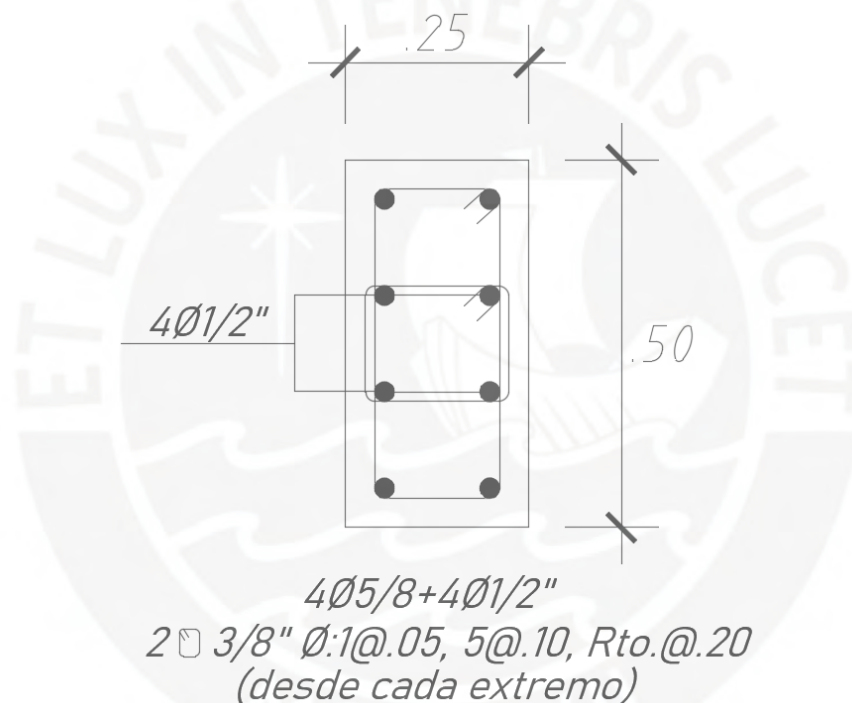


Figura 51. Diseño final de la columna analizada  
Elaboración propia.

## Capítulo 8. Diseño de Placas

---

### 8.1. Generalidades

Las placas son los elementos estructurales que, al igual que las columnas, transmiten las cargas hacia las cimentaciones, pero además de ello proporcionan la rigidez necesaria a la edificación para lograr un buen comportamiento sismorresistente a la estructura.

### 8.2. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión para las placas, al igual que para las columnas, es un proceso iterativo, en el cual se debe asumir el refuerzo longitudinal que tendrá la placa a fin de construir el diagrama de interacción. Deberá verificarse que todos los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) obtenidos de las distintas combinaciones de cargas estén dentro del diagrama y para asegurar un diseño óptimo se recomienda que estos puntos estén lo más cerca posible a la curva del diagrama de interacción.

### 8.3. Diseño por corte

Según la Norma E.060 se puede calcular el aporte del concreto al corte con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde:  $b$  = espesor de la placa

$d$  = longitud efectiva de la placa ( $d=0.8 \cdot \text{long. total}$ )

Para calcular el valor de  $\alpha$  la Norma E.060 en su acápite 11.10.5 establece los siguientes límites:

$$\alpha = 0.80; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2.0$$

La cuantía de acero vertical y horizontal depende del valor de la cortante última ( $V_u$ ), el capítulo 11 de la Norma E.060 establece lo siguiente límites:

- Para  $Vu < 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

$$\rho_h \geq 0.0020$$

- Para  $Vu > 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

$$\rho_v = \text{máximo} \left\{ 0.0025 + 0.5 \cdot \left( 2.55 - \frac{hm}{lm} \right) \cdot (\rho_h - 0.0025); 0.0025 \right\}$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

Por otro lado, si  $Vu > \emptyset Vc$  el aporte a corte del acero se calcula de la siguiente manera:

$$Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{s}$$

El espaciamiento para la cuantía vertical y horizontal no debe exceder de tres veces el espesor de la placa o 40 cm.

Así mismo, según el artículo 11.10.4 de la norma de concreto armado establece un límite para el valor de la resistencia nominal ( $Vn = Vc + Vs$ )

$$Vn_{\text{máx}} = 2.6 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Adicionalmente, el artículo 21.9.5.3 de la norma de Concreto Armado establece que la cortante de diseño ( $Vu$ ) deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada en el muro mediante:

$$Vu' = Vu \cdot \frac{Mn}{Mu}$$

Donde  $Vu$  y  $Mu$  son el cortante y momento amplificados provenientes del análisis estructural y  $Mn$  es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociados a la carga  $Pu$  de sismo. El factor de amplificación ( $Mn/Mu$ ) no debe ser mayor que el factor de reducción “R” utilizado en la determinación de fuerzas laterales de sismo.

#### 8.4. Elementos de borde

Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro “c” exceda el valor de “c límite”:

$$c \geq \frac{lm}{600 \cdot (\delta u / hm)}$$

Donde: “ $l_m$ ” es la longitud del muro en el plano horizontal, “ $h_m$ ” es la altura del muro y “ $\delta u$ ” es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro. El cociente “ $\delta u/h_m$ ” no debe tomarse menor que 0.005.

Donde se requieran núcleos confinados, el refuerzo de estos deberá extenderse verticalmente una longitud que no será menor al mayor valor entre:

$$m\acute{a}x. \geq \begin{cases} l_m \\ 0.25M_u/V_u \end{cases}$$

Asimismo, el elemento de borde se deberá extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre:

$$m\acute{a}x. \geq \begin{cases} c - 0.1l_m \\ c/2 \end{cases}$$

Además, el espaciamiento “ $s$ ” dentro del núcleo confinado no debe exceder del menor de los siguientes valores:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 25 cm

Otras consideraciones que establece el acápite 21.9.7.6 de la Norma E.060 para elementos que requieran núcleos confinados son:

- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 30 cm dentro de esta.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender, por lo menos, 30 cm dentro de la zapata o losa de cimentación.
- El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar  $f_y$ , dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

En la Figura 52 se resumen los parámetros antes mencionados referente a elementos confinados de borde en muros estructurales:



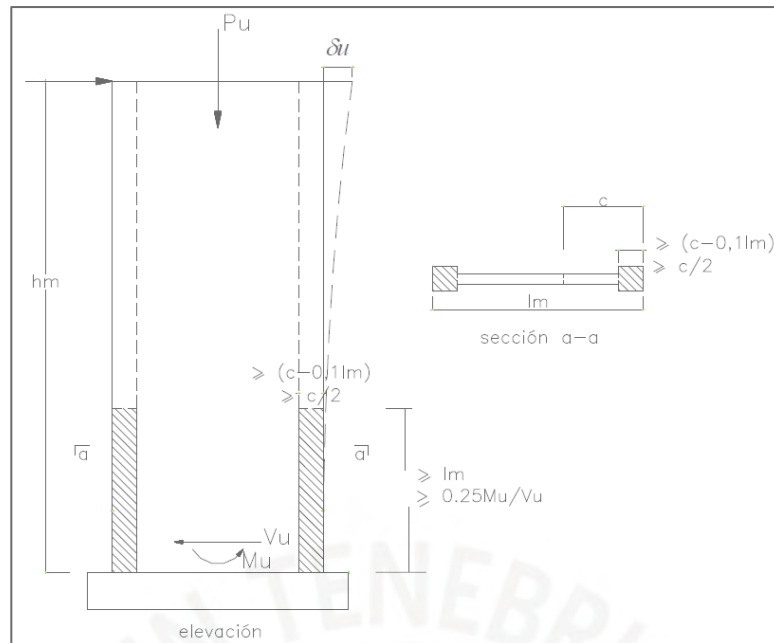


Figura 52. Elementos confinados de borde en muros  
Tomado de "NTP E.060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009

### 8.5. Ejemplo de diseño de placa

A modo de ejemplo se diseñará la placa PL-3, ubicada en el eje 1 (ver Figura 4).

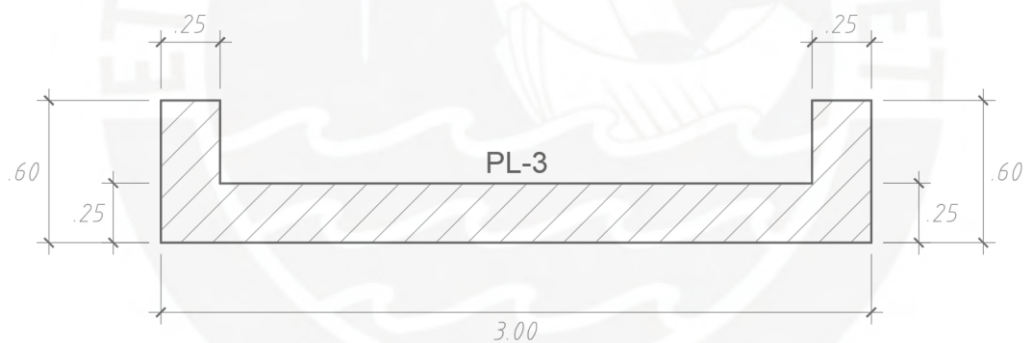


Figura 53. Placa PL-3 a diseñar  
Elaboración propia.

### Análisis estructural

A continuación, se presentan las cargas resultantes del análisis estructural y las combinaciones de estas.

Tabla 43

Cargas obtenidas del análisis estructural de la placa PL-3

Caso de carga	P (tn)	V <sub>x</sub> (tn)	V <sub>y</sub> (tn)	M <sub>x</sub> (tn.m)	M <sub>y</sub> (tn.m)
CM	112.10	0.00	-0.44	0.00	-1.06
CV	19.09	0.00	-0.06	0.00	-0.25
Sismo X-X	0.00	23.54	0.00	164.35	0.00
Sismo Y-Y	0.54	1.83	2.91	15.09	11.53

Nota. Fuente: Datos obtenidos del programa ETABS.

Tabla 44

*Combinaciones de cargas últimas de la placa PL-3*

Combinaciones	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
1.4CM+1.7CV	189.39	0.00	-0.72	0.00	-1.90
1.25(CM+CV) +CSX	163.99	23.54	-0.63	164.35	-1.63
1.25(CM+CV)-CSX	163.99	-23.54	-0.63	-164.35	-1.63
0.9CM+CSX	100.89	23.54	-0.39	164.35	-0.95
0.9CM-CSX	100.89	-23.54	-0.39	-164.35	-0.95
1.25(CM+CV) +CSY	164.52	1.83	2.28	15.09	9.89
1.25(CM+CV)-CSY	163.45	-1.83	-3.53	-15.09	-13.16
0.9CM+CSY	101.42	1.83	2.51	15.09	10.58
0.9CM-CSY	100.35	-1.83	-3.30	-15.09	-12.48

Nota. Fuente: Datos obtenidos del programa ETABS.

### Diseño por flexocompresión

Para poder obtener un refuerzo aproximado en los núcleos confinados, se tomará el mayor momento actuante, y se considerará que la placa solo trabajará a flexión.

$$Mu = \phi \cdot As \cdot fy \cdot 0.8L$$

$$As = \frac{164.35 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.80 \cdot 300} = 18.12 \text{ cm}^2$$

Se colocarán de manera tentativa 8 Ø5/8" que equivale a 16 cm<sup>2</sup> y una longitud de núcleo confinado igual a la longitud de las cabezas o mochetas con los que cuenta la placa de 25 cm.

Para el refuerzo vertical del alma se dispondrá la cuantía mínima según la Norma E.060:

$$As = 0.0025 \cdot 100 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocaremos: 2 Ø3/8" @0.20 m para el refuerzo vertical del alma.

Ahora analizaremos la necesidad de tener núcleos confinados en los bordes hallando el valor de "c" límite, para ellos definiremos los siguientes valores:

$$lm = 300 \text{ cm}$$

$$\delta u = 0.502 \cdot 0.75 \cdot 6 = 2.26 \text{ cm}$$

$$hm = 1560 \text{ cm}$$

Dado que  $\delta u/hm = 0.001$ , se tomará el valor de 0.005, reemplazando los valores en la ecuación mencionada en 8.4 tenemos:

$$c_{lim} = \frac{300}{600 \cdot 0.005} = 100 \text{ cm}$$

Para determinar el valor de “c” del bloque de compresiones se analizó un esquema de acero tal como se muestra en la Figura 54.

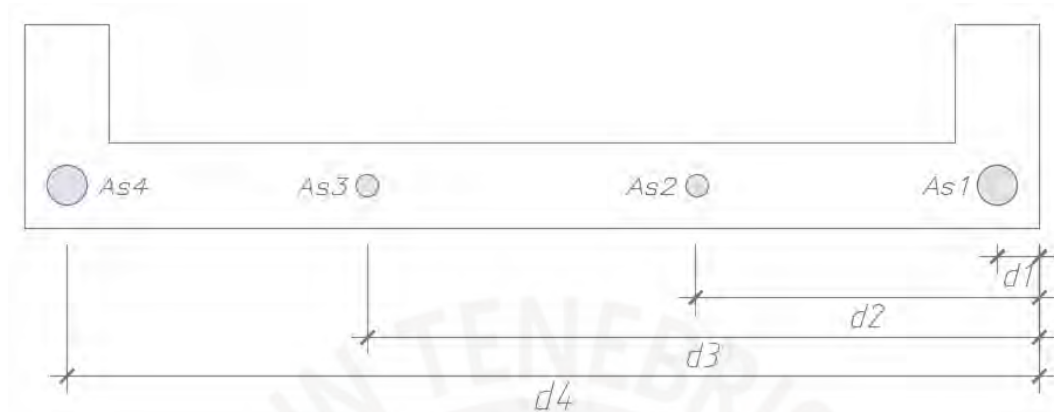


Figura 54. Distribución de acero para el cálculo de la longitud “c” del bloque de compresiones  
Elaboración propia.

Donde los valores de acero con su respectiva posición medida desde la fibra izquierda son:

- $As1 = 16.00 \text{ cm}^2$        $d1 = 12.50 \text{ cm}$
- $As2 = 8.52 \text{ cm}^2$        $d2 = 108.40 \text{ cm}$
- $As3 = 8.52 \text{ cm}^2$        $d3 = 191.70 \text{ cm}$
- $As4 = 16.00 \text{ cm}^2$        $d4 = 287.50 \text{ cm}$

Realizando la ecuación de equilibrio ( $C_c = T$ ) y de un proceso iterativo se halló, para la carga axial más crítica proveniente de sismo (163.99 tn) y su momento último (164.35 tn.m), un valor de “c” igual a 31 cm, este valor es menor a “climite” por lo que teóricamente no se debería colocar bordes confinados, sin embargo según el acápite 21.9.7.5 de la Norma E.060 otra forma de comprobar si estos núcleos son necesarios es analizando el esfuerzo a compresión de la fibra extrema de la placa:

$$\sigma = \frac{Pu}{t \cdot Lm} + 6 \cdot \frac{Mu}{t \cdot Lm^2}$$

$$\sigma = \frac{163.99}{0.25 \cdot 3.00} + 6 \cdot \frac{164.35}{0.25 \cdot 3.00^2} = 656.92 \text{ tn/m}^2$$

El valor hallado no debe ser mayor al esfuerzo límite a compresión que se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma_{lim} = 0.2 \cdot f'c = 420 \text{ tn}/m^2$$

Como  $\sigma > \sigma_{lim}$  se colocará núcleos confinados en los bordes los cuales se deberán extender una distancia no menor al mayor valor entre:

$$\begin{cases} c - 0.1lm = 31 - 0.1 \cdot 300 = 1 \text{ cm} \\ c/2 = 31/2 = 15.50 \text{ cm} \end{cases}$$

Como inicialmente se dispuso una longitud de “c” igual 25 cm se mantendrá este valor ya que cumple con los requerimientos de confinamiento. A continuación, se muestran los diagramas de interacción de la placa PL-3 para cada dirección de análisis:

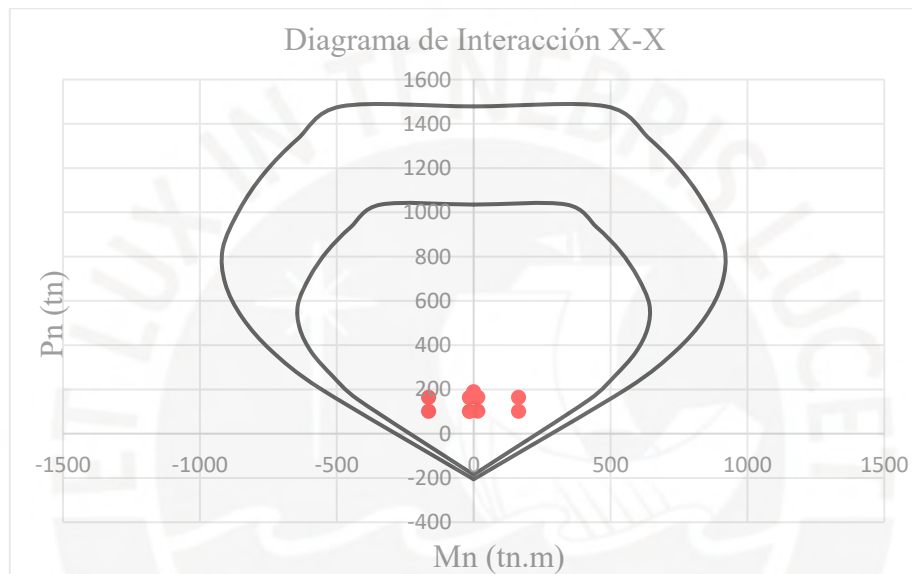


Figura 55. Diagrama de Interacción de la palca PL-3 en la dirección X-X  
Elaboración propia.

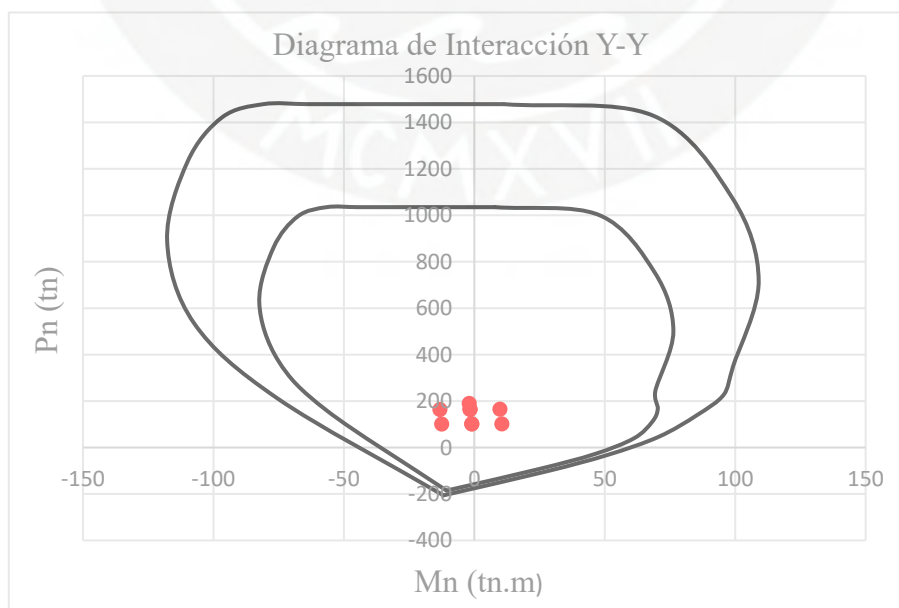


Figura 56. Diagrama de interacción de la placa PL-3 en la dirección Y-Y  
Elaboración propia.

Notamos que el refuerzo colocado cumple con los requerimientos de flexocompresión en ambas direcciones de análisis.

### Diseño por corte

La cortante última obtenida de las combinaciones de carga es:

$$Vu = 23.54 \text{ tn}$$

Este valor deberá ser amplificado según los requerimientos por capacidad, según las combinaciones de carga el momento nominal asociado a la carga axial última es 505.92 tn.m, por lo tanto, la cortante de diseño será:

$$Vu' = 23.54 \cdot \frac{505.92}{164.35} = 23.54 \cdot 3.08 = 72.50 \text{ tn}$$

Cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 300) = 39.17 \text{ tn}$$

Como  $\phi Vc < Vu$  se necesitará aporte de acero longitudinal ( $Vs$ )

$$Vs = \frac{72.50 - 39.17}{0.85} = 39.21 \text{ tn}$$

Cálculo del espaciamiento utilizando 2 varillas Ø3/8"

$$s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot (0.8 \cdot 300)}{39.21} = 36.50 \text{ cm}$$

La solicitud por cortante requiere que se coloquen 2 varillas Ø3/8" cada 35 cm en el primer piso, por lo que comprobaremos que esta distribución cumpla con la cuantía mínima horizontal

$$\rho_h = \frac{Vs}{fy \cdot b \cdot d} = \frac{39.21 \cdot 1000}{4200 \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 300)}$$

$$\rho_h = 0.0016 < 0.0025 \text{ (no cumple)}$$

Como no se cumple con la cuantía mínima horizontal se hallará la nueva distribución de acero horizontal:

$$Ash = 0.0025 \cdot 100 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán 2 Ø3/8" @0.20 m

El armado final de la placa PL-03 es el siguiente:

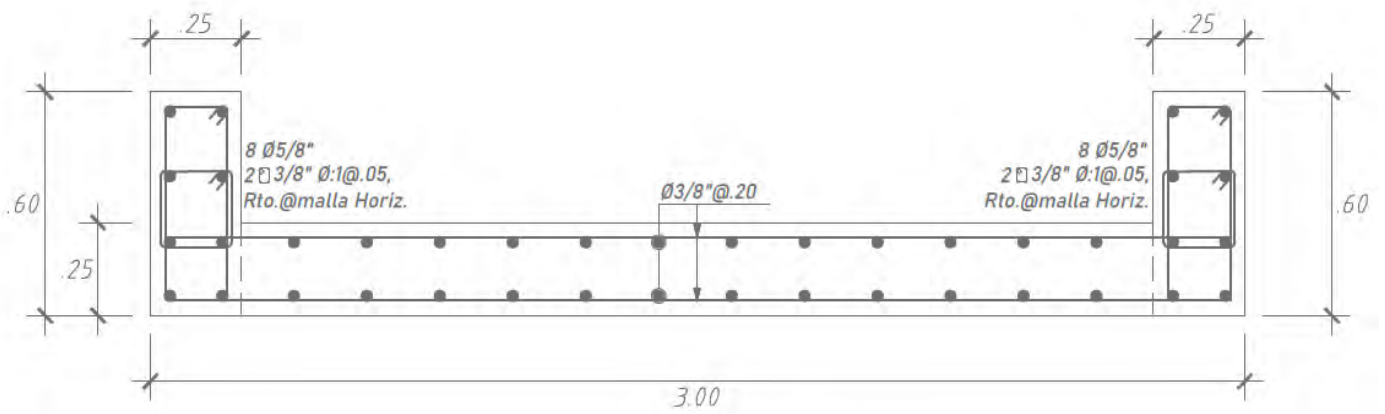


Figura 57. Diseño final de la placa PL-3 (primer piso)  
Elaboración propia.





## Capítulo 9. Diseño de Cimentaciones

---

### 9.1. Generalidades

Las cimentaciones están encargadas de recibir las cargas de los elementos verticales y transmitir las al terreno. El diseño de cimentaciones se basa en no generar esfuerzos actuantes mayores al esfuerzo admisible del suelo, este último es obtenido de acuerdo a la información que brinda el estudio de mecánica de suelos (EMS), para este proyecto se especifica una presión admisible de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , una profundidad de cimentación mínima ( $D_f$ ) de  $-1.50\text{m}$  y un peso específico del suelo de  $2000 \text{ kg/m}^3$ .

Los tipos de cimentaciones superficiales más usados para edificios convencionales son los siguientes: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. Para el caso particular del edificio en estudio se emplearán zapatas aisladas y conectadas.

### 9.2. Diseño de zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son el tipo de cimentación más común y económica que existe, es por ello su uso debe maximizarse, siempre y cuando el elemento vertical que soporta se encuentre en el centro de gravedad de esta y los momentos generados por las cargas no sean muy elevados.

#### 9.2.1. Dimensionamiento de zapatas aisladas

Las dimensiones de una zapata se calculan utilizando las cargas en servicio provenientes de los elementos estructurales verticales, generalmente se considera un incremento en estas cargas para tomar en cuenta el peso propio de la zapata. Para la verificación por sismo, la Norma E.060 en su acápite 15.2.4, considera un incremento de 30% a la presión admisible del suelo.

Para calcular el área tentativa de una zapata se puede utilizar la siguiente expresión:

$$\text{Área requerida} = \frac{(1 + \%Pp) * (P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}}$$

Donde: %Pp = representa el porcentaje de peso propio de la zapata

$P_{cm}$  = peso debido a la carga muerta

$P_{cv}$  = peso debido a la carga viva

Tras predimensionar la zapata se debe verificar que el esfuerzo máximo producido por cargas axiales y momentos sean menores que la presión admisible del suelo.

Si la carga aplicada no tiene excentricidad con relación al centro de gravedad de la zapata, se puede considerar que la distribución de presiones es constante y uniforme, de tal modo que se puede hallar la presión actuante de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Si la carga aplicada viene acompañada de un momento, es decir existe una excentricidad respecto al centro de gravedad de la zapata y/o debido al sismo, se puede admitir una distribución lineal de presiones basada en la suposición que la zapata es rígida y el suelo tiene un comportamiento elástico. Para estos casos se puede evaluar la presión actuante con la expresión:

$$\sigma = \frac{P}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2}$$

Donde: B = Ancho de la zapata

L = Largo de la zapata

M = Momento en la dirección de análisis

A = Área de la zapata

### 9.2.2. Verificación de corte por punzonamiento

Como las zapatas no llevan refuerzo por corte, es necesario hallar una altura de zapata, tal que el peralte efectivo “d” de esta pueda resistir los efectos de punzonamiento. La sección crítica de punzonamiento es la que se encuentra a una distancia “d/2” de las caras de los elementos verticales, tal como se muestra a continuación:

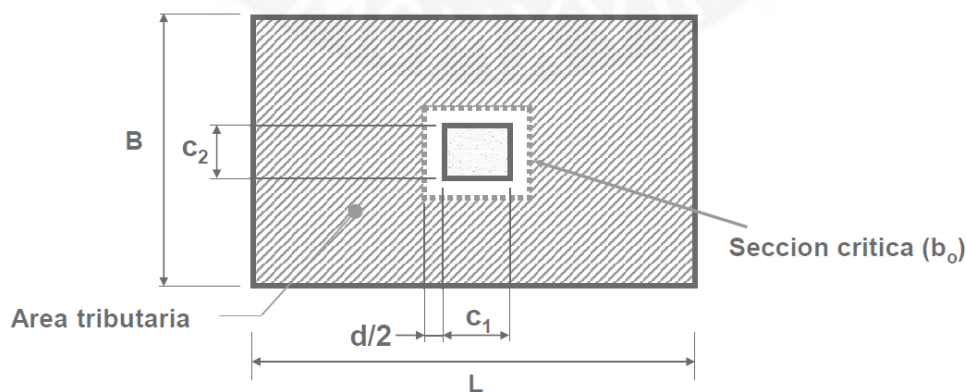


Figura 58. Sección crítica para la verificación por punzonamiento en zapatas  
Tomado de “Diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2019.

La fuerza cortante debido a punzonamiento se calcula de la siguiente manera:

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_t - A_o)$$

Donde:  $A_t$  = Área total de la zapata

$A_o$  = Área de la sección crítica

La fuerza resistente del concreto al punzonamiento  $\phi V_c$  se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: “ $b_o$ ” es el perímetro de la sección crítica y “ $d$ ” el peralte efectivo de la zapata.

Para que la verificación por punzonamiento se cumpla  $\phi V_c$  deberá ser mayor a  $V_u$ , de lo contrario se deberá aumentar el peralte de la zapata.

### 9.2.3. Verificación de corte

Para el diseño por corte se debe verificar la sección de la zapata ubicada a “ $d$ ” de la cara del apoyo evaluándose las dos direcciones (x e y) de forma independiente.

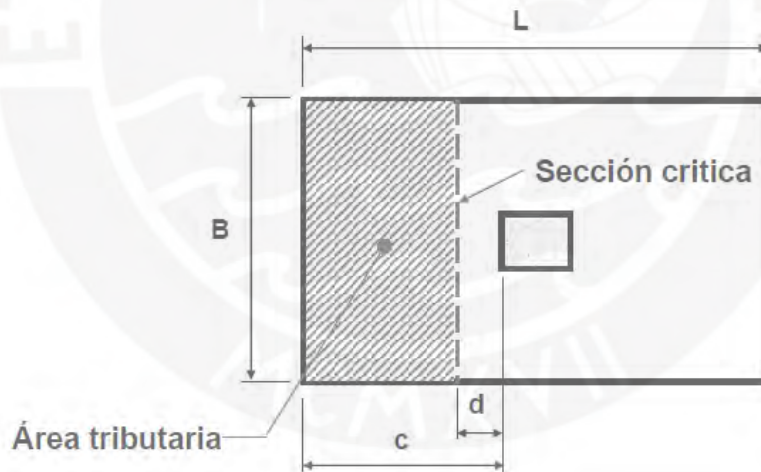


Figura 59. Sección crítica para la verificación por corte en zapatas  
Tomado de “Diapositivas de clase de Concreto Armado 2”, por Higashi, 2019.

La cortante última por corte ( $V_u$ ) y la cortante resistente del concreto ( $\phi V_c$ ) se hallan con las siguientes expresiones:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (c - d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Al igual que en el caso anterior se debe cumplir que:  $\phi V_c > V_u$ , de lo contrario se debe aumentar el peralte de la zapata.

#### 9.2.4. Diseño por flexión

Una vez definido el peralte de la zapata se procede a calcular el acero de refuerzo por flexión. El momento flector máximo ( $M_u$ ) para el diseño se considerará a la cara del elemento vertical pudiéndose hallar con la siguiente fórmula:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot c^2}{2}$$

Además, cabe recalcar que el acero mínimo en zapatas es igual a:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

#### 9.2.5. Ejemplo de diseño de una zapata aislada

A modo de ejemplo se diseñará la zapata aislada de la placa PL-2 (0.25x1.30 m), ubicada en la intersección de los ejes 1 y G (ver Figura 4).

#### Análisis Estructural

A continuación, se muestra las cargas en servicio a las que está sometida la zapata en análisis:

Tabla 45

*Cargas obtenidas del análisis estructural de la zapata a diseñar*

Carga	P (tn)	Mx-x (tn.m)	My-y (tn.m)
CM	49.50	1.23	0.06
CV	11.24	0.46	0.02
Sismo x-x	13.66	14.37	0.05
Sismo y-y	26.03	4.00	26.03

*Nota.* Fuente: Datos obtenidos del programa ETABS.

De las cargas mostradas se procederá a realizar el predimensionamiento de la zapata

$$\text{Área tentativa} = \frac{(49.50 + 11.24) \cdot 1.05}{0.90 \cdot 40} = 1.77 \text{ m}^2$$

Se requiere un área de 1.77 m<sup>2</sup>, considerando volados iguales para ambas direcciones de análisis de 0.50 m, se asignará las siguientes dimensiones: B = 1.25 m y L = 2.30 m, con un área de 2.88 m<sup>2</sup>

A continuación, se verificará que las dimensiones establecidas satisfagan los requerimientos por cargas de gravedad y sismo, para este último la presión admisible del suelo será de 52 tn/m<sup>2</sup> considerando el aumento del 30% explicado en el ítem 9.2.1.

- Primera verificación: solo cargas de gravedad

$$\sigma = \frac{(49.50 + 11.24) \cdot 1.05}{1.25 \cdot 2.30} \pm \frac{6 \cdot (1.23 + 0.46)}{1.25 \cdot 2.30^2} = 22.18 \pm 1.54 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 23.72 < 40 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 20.64 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- Segunda verificación: sismo en la dirección X-X

$$\sigma = \frac{(49.50 + 11.24 + 13.66) \cdot 1.05}{1.25 \cdot 2.30} \pm \frac{6 \cdot (1.23 + 0.46 + 14.37)}{1.25 \cdot 2.30^2} \pm \frac{6 \cdot (0.06 + 0.02)}{2.30 \cdot 1.25^2}$$

$$\sigma = 27.17 \pm 14.57 \pm 0.13$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 41.87 < 52 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 12.47 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- Tercera verificación: sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma = \frac{(49.50 + 11.24 + 26.03) \cdot 1.05}{1.25 \cdot 2.30} \pm \frac{6 \cdot (1.23 + 0.46)}{1.25 \cdot 2.30^2} \pm \frac{6 \cdot (0.06 + 0.02 + 0.90)}{2.30 \cdot 1.25^2}$$

$$\sigma = 31.69 \pm 1.53 \pm 1.64$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 34.86 < 52 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 28.52 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

Podemos observar que en todas las verificaciones realizadas las presiones obtenidas son menores a la presión admisible del suelo, por ello el dimensionamiento realizado es correcto y podemos proceder al diseño de la zapata, para el diseño se deberá amplificar la presión máxima obtenida (41.87 tn/m<sup>2</sup>) por 1.25. ya que se obtuvo en la verificación por sismo.

$$\sigma_u = 1.25 \cdot 41.87 = 52.34 \text{ tn/m}^2$$

### Diseño por punzonamiento

Se tiene volados iguales de 0.50 m en ambas direcciones y suponiendo un peralte efectivo “d” igual a 0.40 m se tiene:

$$b_o = 2 \cdot (0.25 + 0.40) + 2 \cdot (1.30 + 0.40) = 4.70 \text{ m}$$

$$A_o = (0.25 + 0.40) \cdot (1.30 + 0.40) = 1.105 \text{ m}^2$$

$$A_{Total} = 1.25 \cdot 2.30 = 2.875 \text{ m}^2$$

Cortante última por punzonamiento:

$$Vu = 53.24 \cdot (2.875 - 1.105) = 94.23 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 470 \cdot 40 = 245.47 \text{ tn}$$

Como  $\phi Vc > Vu$ , se cumple la verificación por punzonamiento.

### Diseño por cortante

La cortante se analiza a una distancia “d” de la cara del apoyo, y considerando que se tiene volados iguales en ambas direcciones se analizará por metro de ancho.

Cortante última por corte:

$$Vu = 53.24 \cdot (0.50 - 0.40) = 5.32 \text{ tn}$$

Cortante resistente por corte:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 40 = 26.11 \text{ tn}$$

Como  $\phi Vc > Vu$ , se cumple la verificación por cortante.

### Diseño por flexión

Se analizará la flexión por metro de ancho para un volado  $c = 0.50$  m, calculando el momento a la cara de la placa.

$$Mu = 53.24 \cdot \frac{0.50^2}{2} = 6.66 \text{ tn.m}$$

Para un momento de 6.66 tn.m se requiere:  $As = 4.46 \text{ cm}^2$ . Se procede a comparar el acero requerido con el acero mínimo:



$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 50 = 9.00 \text{ cm}^2$$

Como el acero requerido es menor al acero mínimo, se escogerá este último para colocar el refuerzo.

Utilizando  $\varnothing 5/8"$  tenemos un espaciamiento "s":

$$s = \frac{2.00}{9.00} = 0.22 \text{ m}$$

Se colocará  $\varnothing 5/8"$  @.20 m, para ambas direcciones.

A continuación, se muestra el diseño final de la zapata aislada de la placa PL-2.

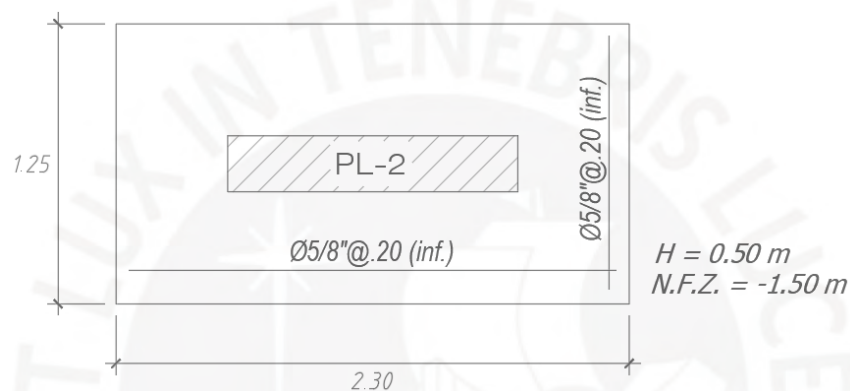


Figura 60. Diseño final de la zapata aislada de la placa PL-2

Elaboración propia.

### 9.3. Diseño de zapata conectada

Las zapatas conectadas se utilizan para unir la cimentación de una placa o columna ubicada en el límite de propiedad con una cimentación ubicada en el interior de la edificación, es por ello que para contrarrestar el momento generado por la carga excéntrica se procede a unir dichas cimentaciones mediante una viga de conexión tal como se muestra a continuación:

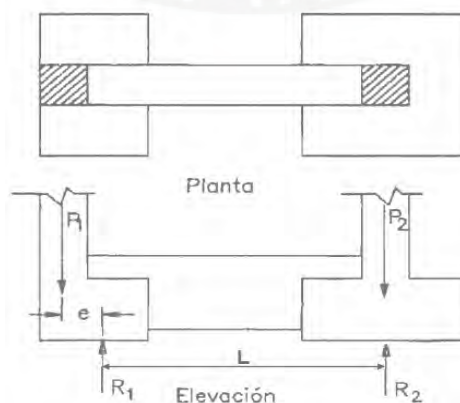


Figura 61. Análisis de una zapata conectada

Tomado de "Diapositivas de clase de Concreto Armado 2", por Higashi, 2019.

La viga de cimentación que conecta ambas zapatas tiene la finalidad de tomar el momento actuante en la zapata exterior impidiendo el giro de ésta, de tal modo se puede considerar una distribución uniforme en las presiones del terreno.

### 9.3.1. Ejemplo de diseño de una zapata conectada

A manera de ejemplo se diseñará la cimentación de la placa PL-1, que es una zapata excéntrica y está unida a dos zapatas céntricas, de la columna C-1 y de la placa PL-2 (ambas ubicados en el eje B, ver Figura 4), por medio de vigas de cimentación. Para el análisis de esta zapata y de las vigas de conexión se realizó un modelo de elementos finitos en el programa SAFE, donde se consideró un módulo de balasto de  $8 \text{ kg/cm}^3$  que es un valor razonable dada la buena capacidad portante del suelo.

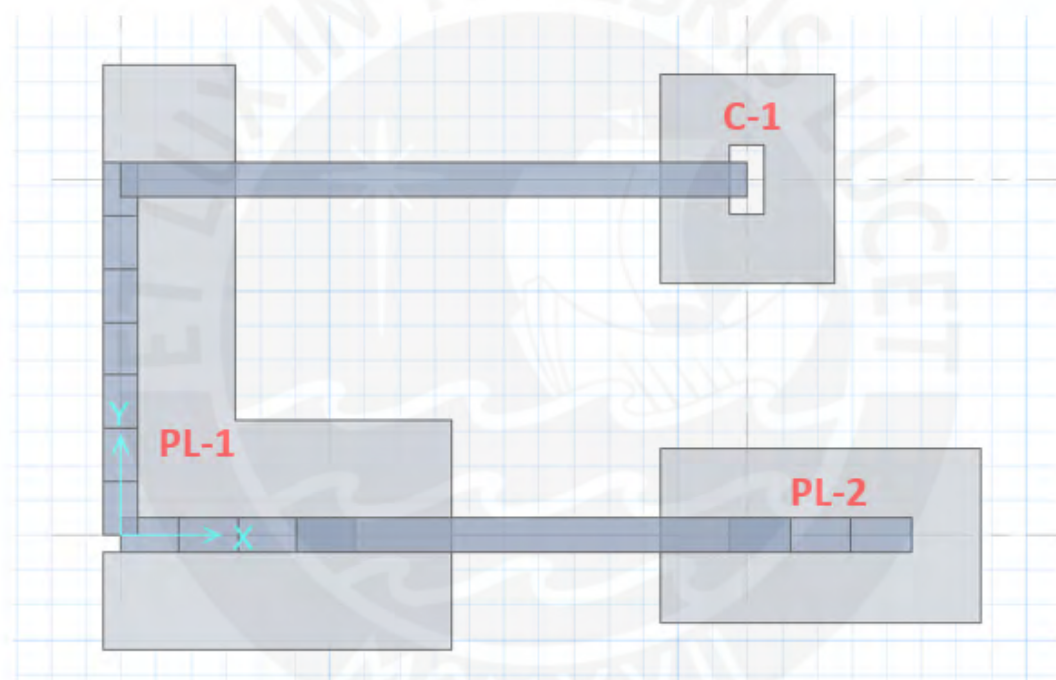


Figura 62. Modelo estructural para diseñar las zapatas conectadas y vigas de cimentación  
Obtenido del programa SAFE.

Para el predimensionamiento de la zapata excéntrica se considera que las presiones en el suelo son uniformes, considerando cargas de gravedad y de sismo sin amplificar divididas entre la capacidad portante del terreno para obtener el ancho de la zapata, para nuestro caso la zapata PL-1 se obtienen volados de 0.70 m en ambas direcciones. A continuación, se muestran las presiones admisibles en las zapatas conectadas debido a las cargas de gravedad y sismo:

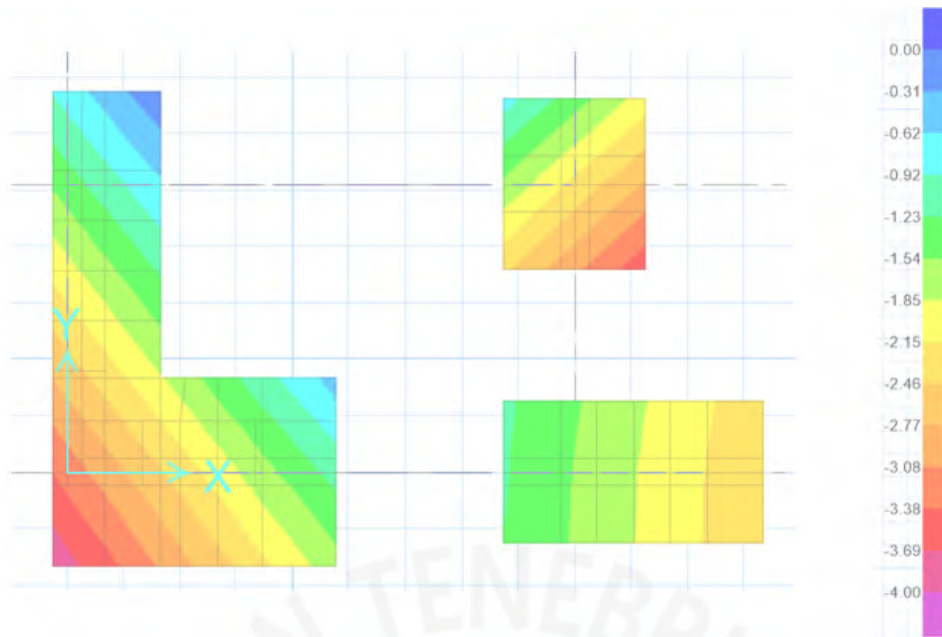


Figura 63. Esfuerzos admisibles en las zapatas analizadas debido a cargas de servicio  
Obtenido del programa SAFE.

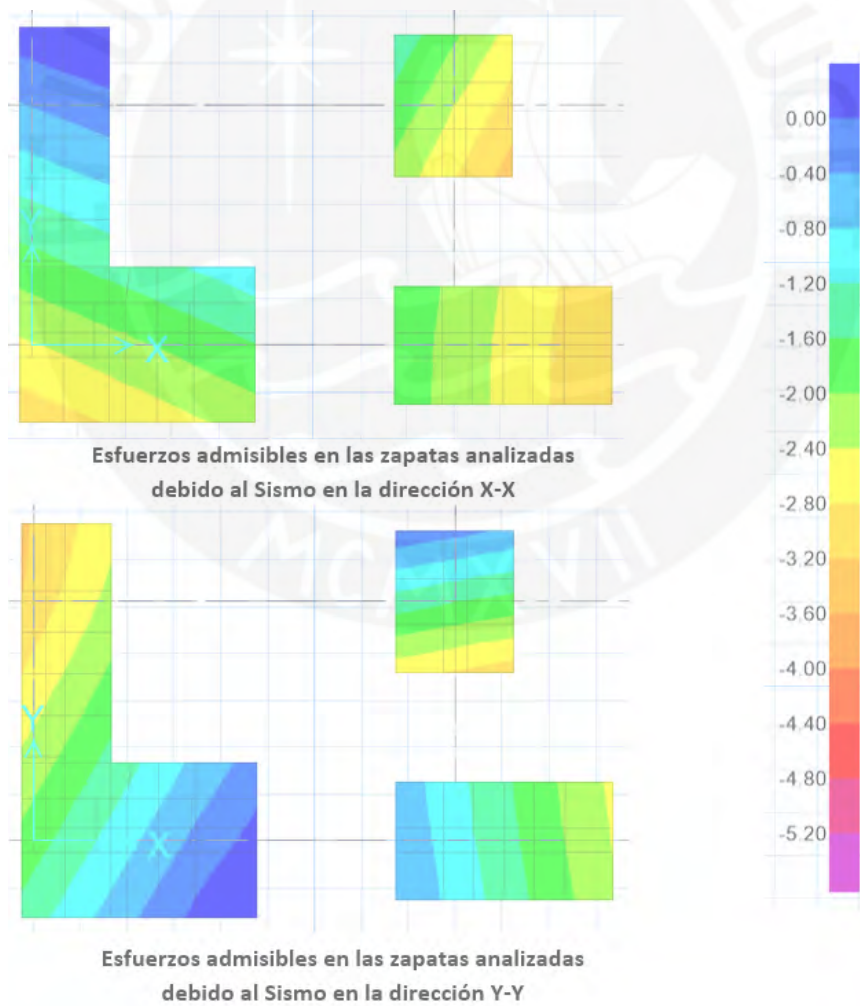


Figura 64. Esfuerzos admisibles en las zapatas analizadas debido a cargas de sismo  
Obtenido del programa SAFE.

Como se puede apreciar las presiones admisibles resultantes en las zapatas debido a cargas de gravedad son menores a  $4 \text{ kg/cm}^2$  (Figura 63), lo mismo sucede cuando se analiza las presiones admisibles considerando las cargas de sismo, en donde los esfuerzos obtenidos son menores a  $5.2 \text{ kg/cm}^2$  (Figura 64) que es el esfuerzo admisible considerando el incremento del 30% que la Norma E.060 indica que se puede asumir cuando se analiza casos sísmicos, por estas razones se puede aseverar que el predimensionamiento realizado es correcto.

Para calcular el acero en flexión se analizó los momentos flectores obtenidos en las zapatas para cada dirección de análisis obteniendo los siguientes resultados:

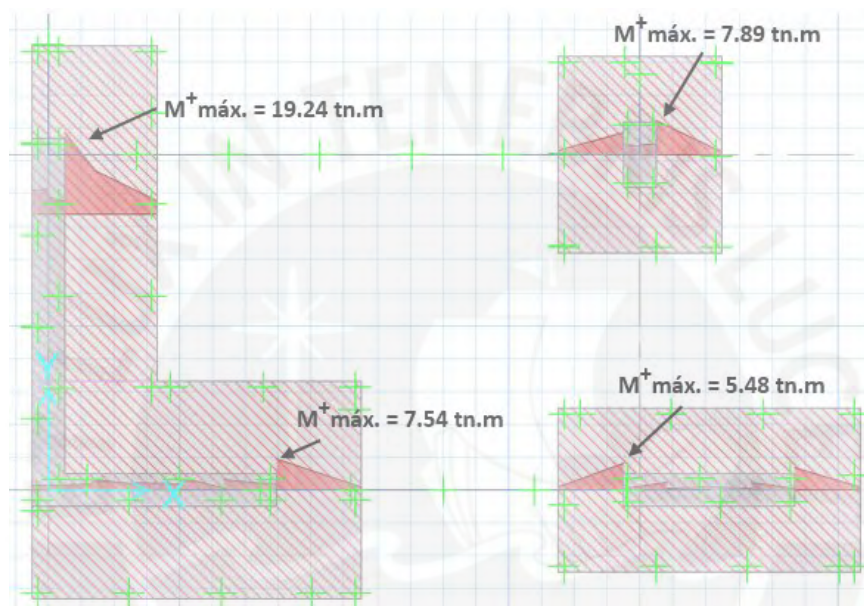


Figura 65. Envolvente de momentos máximos positivos en la dirección X-X  
Obtenido del programa SAFE.

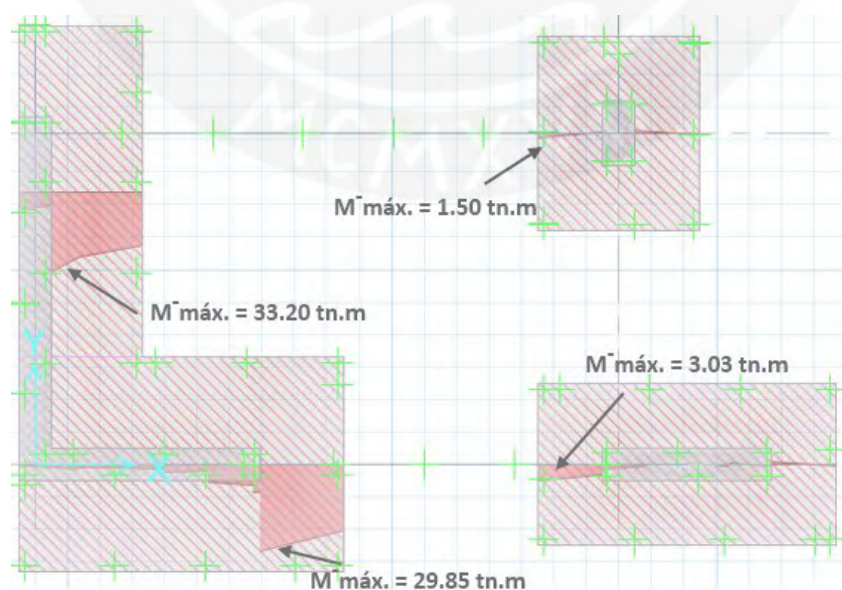


Figura 66. Envolvente de momentos máximos negativos en la dirección X-X  
Obtenido del programa SAFE.



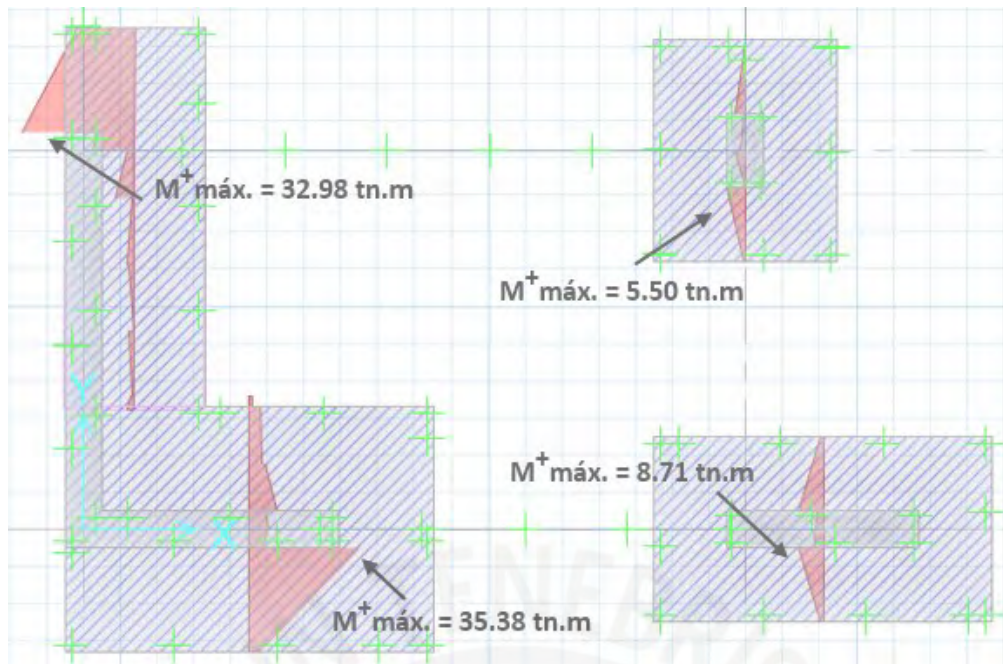


Figura 67. Envolvente de momentos máximos positivos en la dirección Y-Y  
Obtenido del programa SAFE.

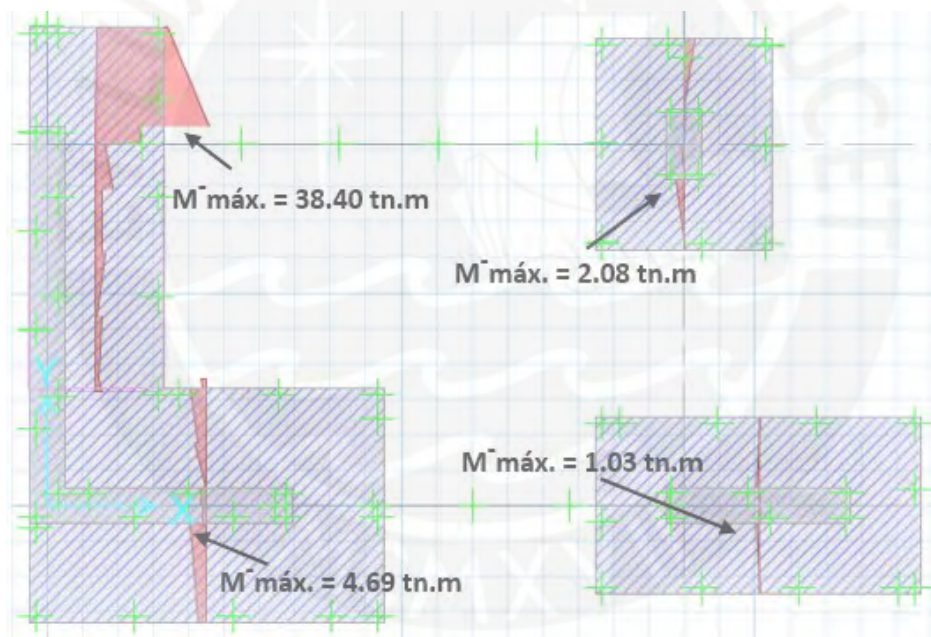


Figura 68. Envolvente de momentos máximos negativos en la dirección Y-Y  
Obtenido del programa SAFE.

Con los momentos flectores hallados en las zapatas analizadas se procederá a realizar el diseño por flexión, cabe resaltar que las zapatas de la columna C-1 y de la placa PL-2, al ser zapatas céntricas no necesitarán acero negativo en ninguna dirección de análisis, esto se puede corroborar al ver las Figuras 66 y 68 donde los momentos negativos resultantes son mínimos.

A continuación, se muestra el refuerzo a flexión colocado en cada una de las zapatas analizadas:

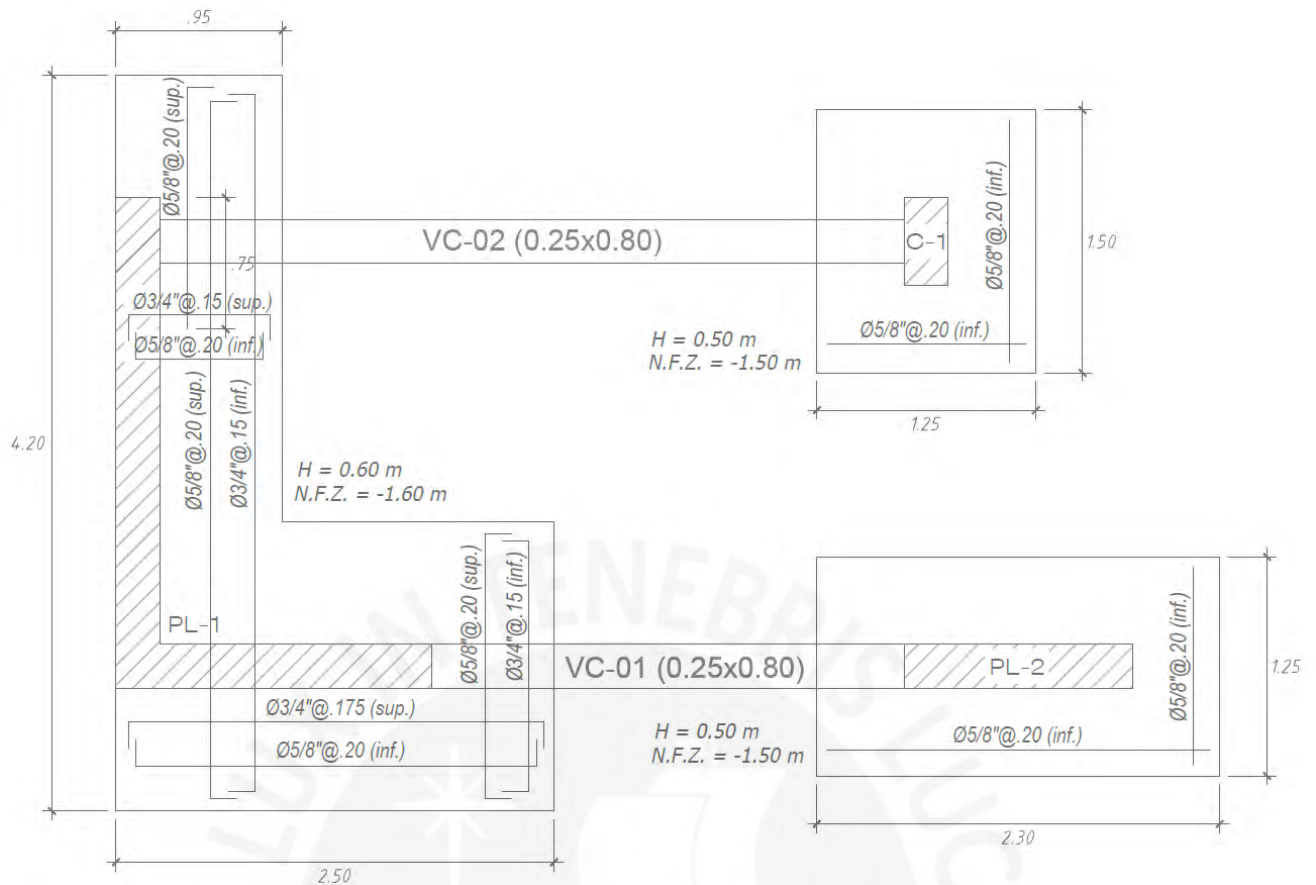


Figura 69. Refuerzo por flexión colocado a las zapatas conectadas analizadas  
Elaboración propia.

Para el análisis de las vigas de cimentación se trabajará con un peralte de 80 cm, y del modelo realizado obtenemos la envolvente de momentos flectores últimos para poder proceder al diseño por flexión. Se analizará las vigas de conexión VC-01 y VC-02, ambas con un a sección de 0.25x0.80m.



Figura 70. Envolvente de momentos flectores (tn.m) de la viga VC-01  
Obtenido del programa SAFE.



Figura 71. Envolvente de momentos flectores (tn.m) de la viga VC-02  
Obtenido del programa SAFE.



El máximo momento negativo en la viga de conexión VC-01 es de 39.01 tn.m y en la viga de conexión VC-02 es de 35.80 tn.m, con estos momentos se hallará el refuerzo necesario por flexión en las vigas analizadas. El diseño final de dichas vigas de cimentación es el siguiente:

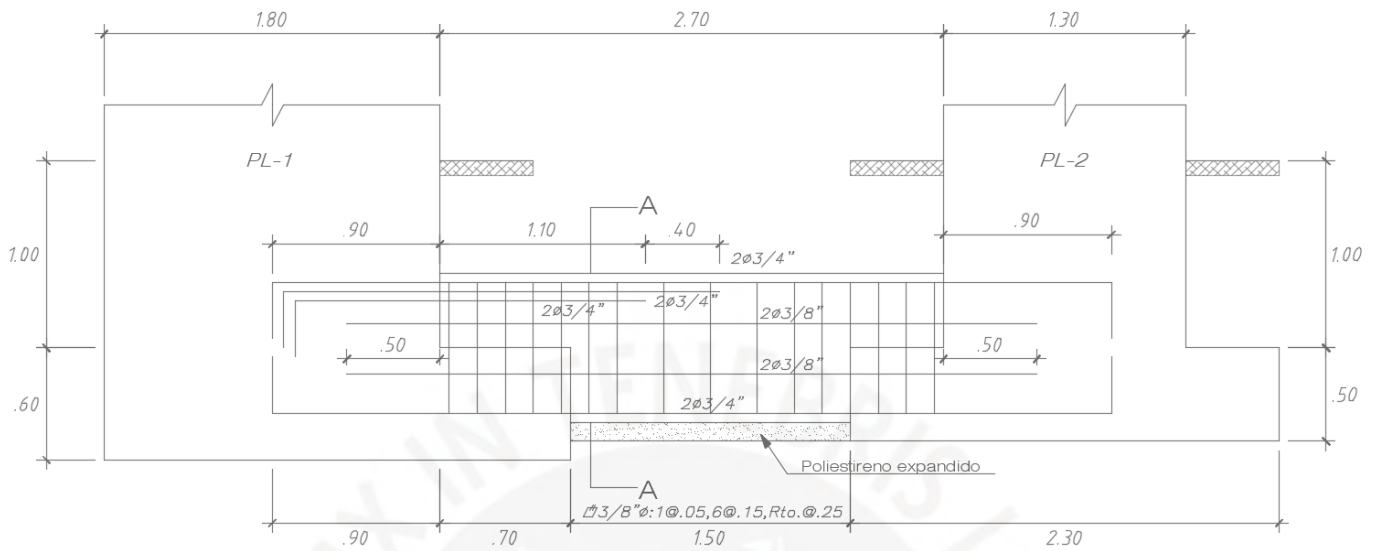
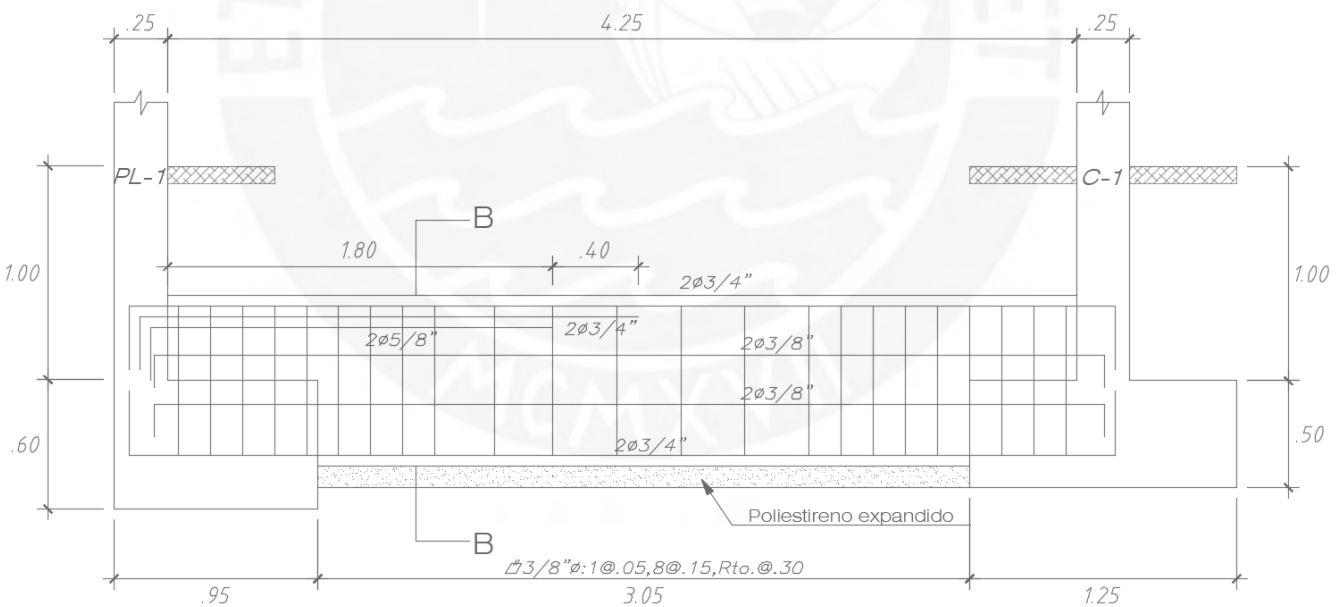


Figura 72. Diseño final de la viga de cimentación VC-01  
Elaboración propia.



VC-02 (0.25x0.80 m)

Figura 73. Diseño final de la viga de cimentación VC-02  
Elaboración propia.

## Capítulo 10. Diseño de Elementos Adicionales

### 10.1. Diseño de escalera

Las escaleras son elementos estructurales que se analizan y diseñan como tramos, inclinados y rectos, de losas armadas en una dirección. La escalera que posee este proyecto se encuentra simplemente apoyada en la placa PL-3 y en las losas macizas que la reciben en los diferentes pisos de la edificación. A manera de ejemplo se diseñará el primer tramo de la escalera principal.

Las características de la escalera son las siguientes:

- Altura de entrepiso = 2.60 m
- Número de contrapisos = 14
- Altura de contra pasos (cp) = 2.60 m / 14 = 18.5 cm
- Ancho de paso (p) = 25 cm
- Espesor de garganta (t) = 15 cm

#### 10.1.1. Análisis estructural

##### Metrado de cargas

Las cargas utilizadas para realizar este metrado son las especificadas en el ítem 1.6.2

- Para el tramo inclinado

Para calcular el peso propio de la escalera en el tramo inclinado utilizamos la siguiente expresión:

$$W_{pp} = \gamma \cdot \left[ \frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Reemplazando los valores hallados en el ítem 10.1 tenemos:

$$W_{pp} = 24 \cdot \left[ \frac{0.185}{2} + 0.15 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0.185}{0.25}\right)^2} \right] = 0.67 \text{ tn/m}$$

Carga muerta:

$$W_{pp} = 0.67 \text{ tn/m}$$

$$W_{pt} = 0.10 \text{ tn/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.10 \text{ tn/m}$$

Carga viva:

$$W_{s/c} = 0.20 \text{ tn/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.20 \text{ tn/m}$$

Carga última:

$$W_u = 1.4 \cdot (0.67 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.20) = 1.42 \text{ tn/m}$$

- Para el tramo recto (descanso)

Carga muerta:

$$W_{pp} = 2.40 \text{ tn/m}^3 \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$W_{pt} = 0.10 \text{ tn/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.10 \text{ tn/m}$$

Carga viva:

$$W_{s/c} = 0.20 \text{ tn/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.20 \text{ tn/m}$$

Carga última:

$$W_u = 1.4 \cdot (0.36 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.20) = 0.984 \text{ tn/m}$$

### Modelo estructural

Con el metrado de cargas realizado definimos el siguiente modelo estructural con su respectivo diagrama de momentos flectores y diagrama de fuerzas cortante:

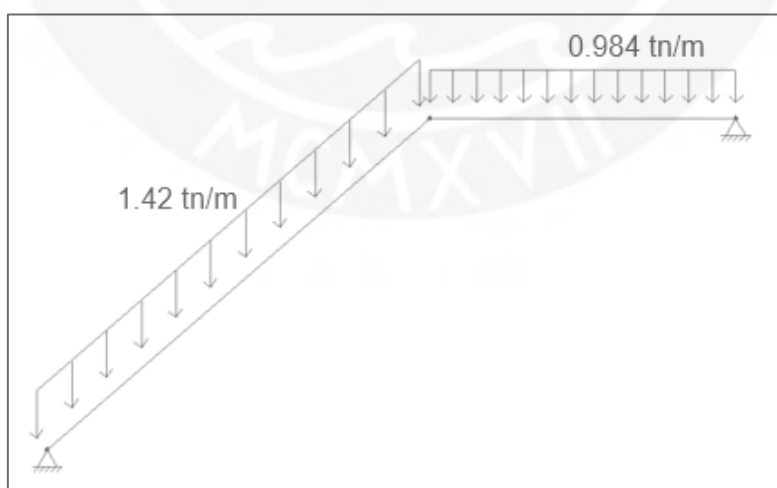


Figura 74. Esquema de cargas últimas del tramo de escalera analizado  
Elaboración propia.

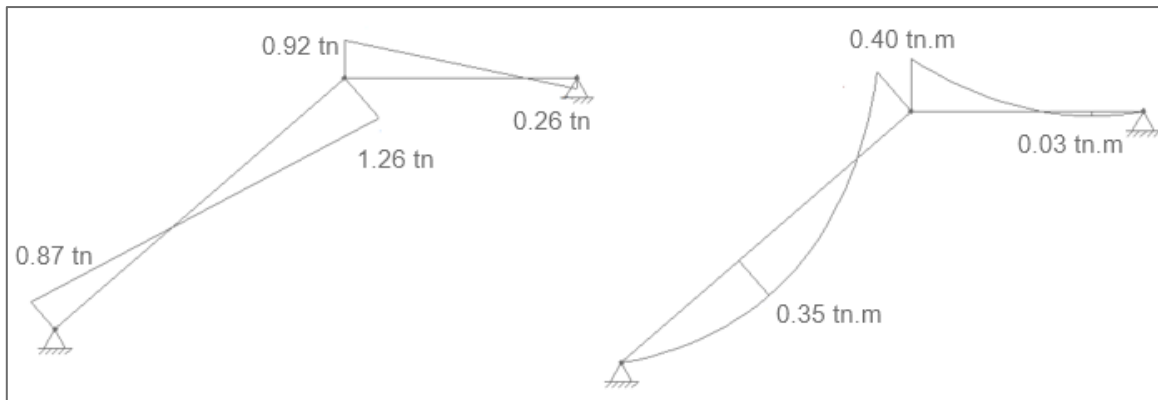


Figura 75. DFC (tn) y DMF (tn.m) del tramo de escalera analizado

*Elaboración propia.*

### 10.1.2. Diseño por flexión

Calculamos el acero mínimo por flexión

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ahora realizaremos el cálculo del acero necesario para cubrir el mayor momento último obtenido en la Figura 75, este cálculo es similar al realizado en el diseño de losas macizas, salvo que ahora se utilizará un peralte igual al espesor de la garganta de 15 cm.

$$M_u = 0.40 \text{ tn.m} \quad A_s = 0.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Como el acero requerido es menor al acero mínimo, se colocará este último, obteniendo para varillas de  $\emptyset 3/8$ " un espaciamiento "s" de:

$$s = \frac{0.71}{2.70} = 26.3 \text{ cm}$$

Se colocarán acero con la siguiente distribución:  $\emptyset 3/8$ " @ 25 cm

### 10.1.3. Diseño por corte

Del DFC obtenemos la cortante última:

$$V_u = 1.26 \text{ tn}$$

La cortante resistente por metro lineal para un peralte efectivo igual a  $d = 15 - 3 = 12$  cm es el siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7.83 \text{ tn}$$

Como  $\phi V_c > V_u$ , se cumple los requerimientos del diseño por corte.

A continuación, se muestra el esquema final del tramo de escalera diseñado:

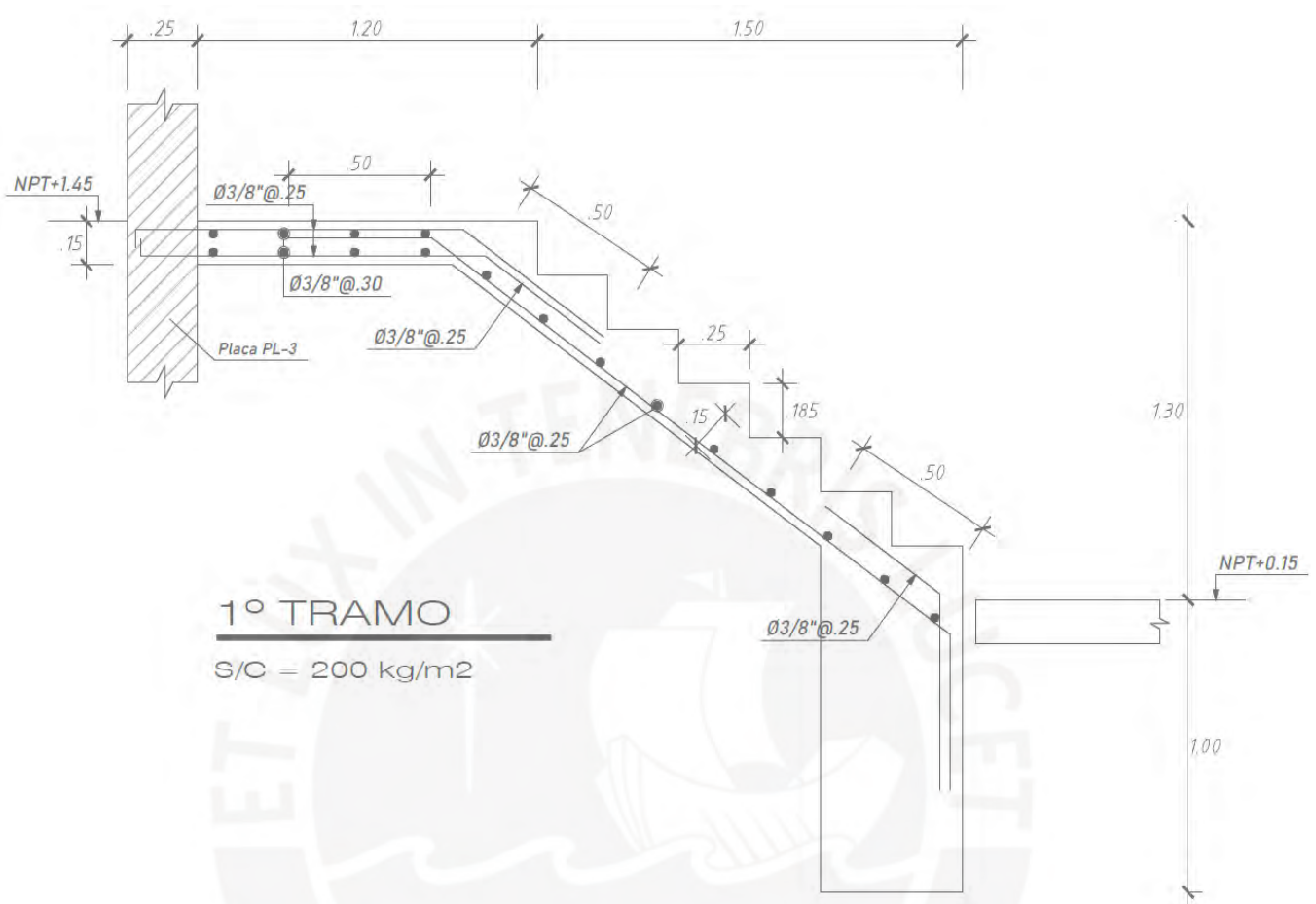


Figura 76. Diseño final del primer tramo de escalera  
Elaboración propia.

## 10.2. Diseño de cisterna

La cisterna a diseñar tiene una capacidad de 40 m<sup>3</sup> y posee un cuarto de máquinas para suministrar de manera eficiente y constante el agua a todos los departamentos del edificio, de esta manera ya no será necesario el empleo de tanques elevados en la azotea, las características de los distintos elementos en donde se colocará la cisterna son los siguientes:

- Coeficiente de empuje activo del suelo ( $K_A$ ) = 0.33
- Peso específico del suelo ( $\gamma$ ) = 2.00 tn/m<sup>2</sup>
- Altura de la cisterna ( $H$ ) = 2.80 m
- Espesor de muro de cisterna ( $t$ ) = 0.20 m

### 10.2.1. Diseño del muro de cisterna

#### Análisis Estructural

La cisterna del edificio está totalmente enterrada, por lo tanto, estará sometido a las fuerzas de empuje del suelo que lo rodea y de la presión hidrostática que ejerce el agua, por lo que se analizará estas dos situaciones y se diseñará con el caso más crítico, para el análisis se emplearán las tablas de Kalmanok y se utilizará un modelo estructural correspondiente a tres lados empotrados y un lado libre, pues se analizará la cisterna sin tapa para obtener momentos negativos mayores y poder diseñar los muros de manera conservadora. A continuación, se muestra el modelo estructural de Kalmanok a emplear para ambos casos de análisis:

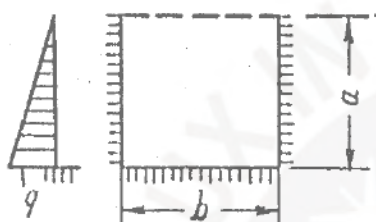


Tabla 36. — Placa rectangular, empotrada en tres lados y con el cuarto lado libre de vínculos, solicitada por una carga hidrostática.

Figura 77. Número de tabla de Kalmanok a emplear para el diseño de muros Tomado de "Tablas de Kalmanok".

La cisterna analizar tiene las siguientes características geométricas:

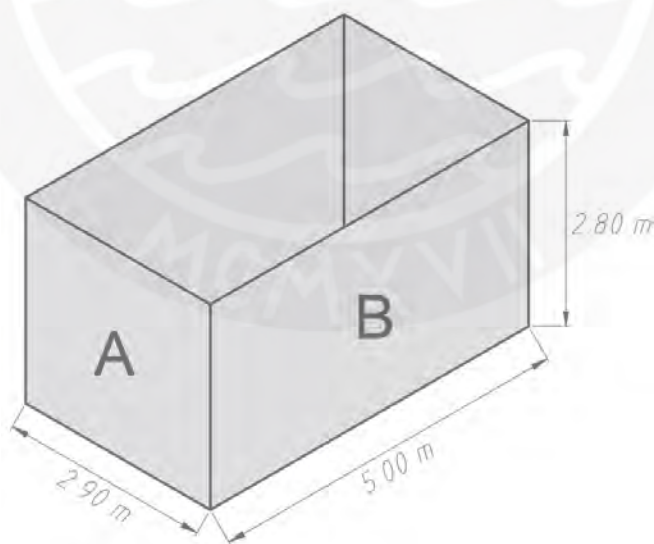


Figura 78. Características geométricas de la cisterna a analizar Elaboración propia.

Llamaremos muros "A" y "B" a los dos muros típicos de la cisterna, se deberán hallar las fuerzas y momentos resultantes en cada uno de estos muros para el caso de carga más desfavorable.



Ahora calcularemos que caso, entre el empuje del suelo y la presión hidrostática del agua, genera mayor fuerza a los muros de la cisterna para poder realizar el diseño de estos.

Para el empuje del suelo:

$$E_{Au} \text{ suelo} = 1.70 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H = 1.70 \cdot 0.33 \cdot 2.00 \cdot 2.80 = 3.14 \text{ tn/m por ml}$$

Para la presión hidrostática del agua:

$$E_{AGUA} u = 1.40 \cdot \gamma_{agua} \cdot H = 1.40 \cdot 1.00 \cdot 2.80 = 3.92 \text{ tn/m por ml}$$

Como se puede observar el caso que genera una mayor fuerza en los muros de la cisterna es cuando se considera la presión hidrostática del agua es por ello que solo analizaremos este caso:

- Para el muro "A"

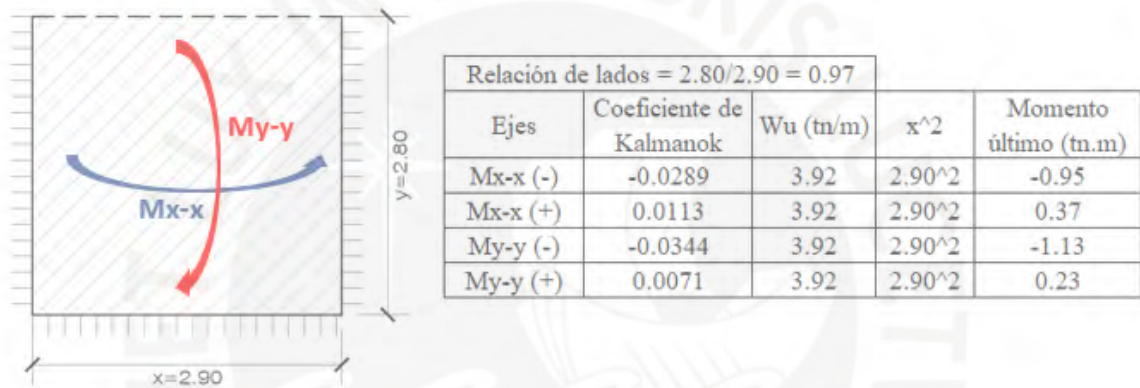


Figura 79. Momentos máximos positivos y negativos en el muro "A" debido a la presión hidrostática del agua

Elaboración propia.

- Para el muro "B"

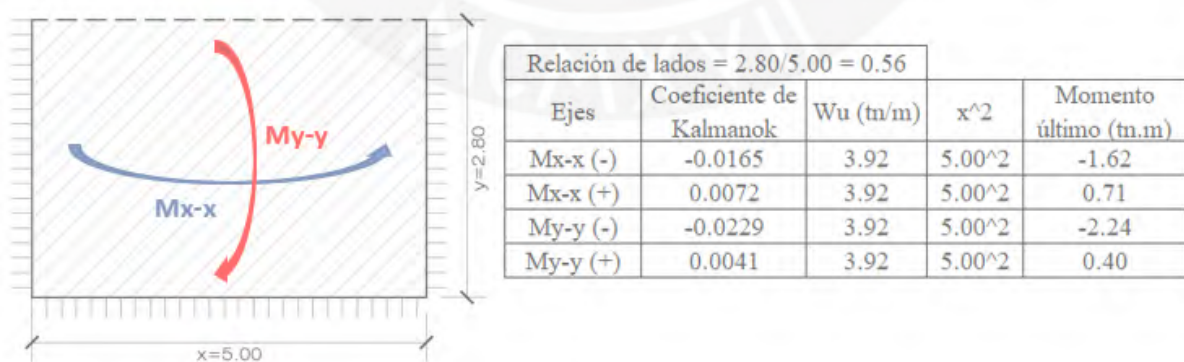


Figura 80. Momentos máximos positivos y negativos en el muro "B" debido a la presión hidrostática del agua

Elaboración propia.

A manera de verificación también se analizará este caso de carga en un modelo de elementos finitos con la ayuda del programa SAP2000, para poder comparar los momentos obtenidos de las tablas de Kalmanok con los obtenidos en un modelo computacional.

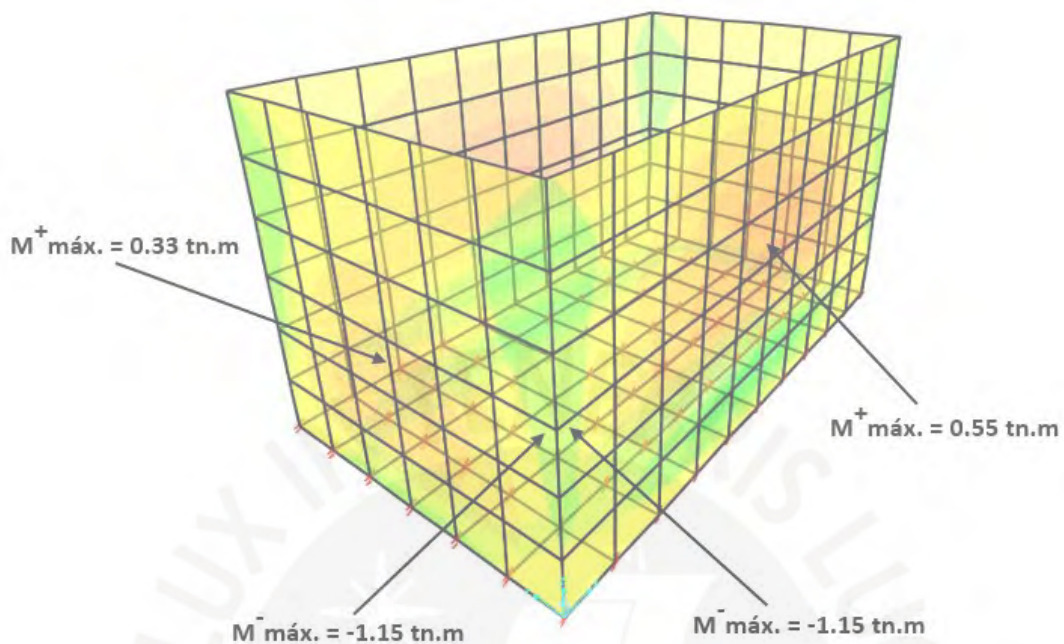


Figura 81. Momentos máximos positivos y negativos en la dirección X-X  
Obtenido del programa SAP2000.

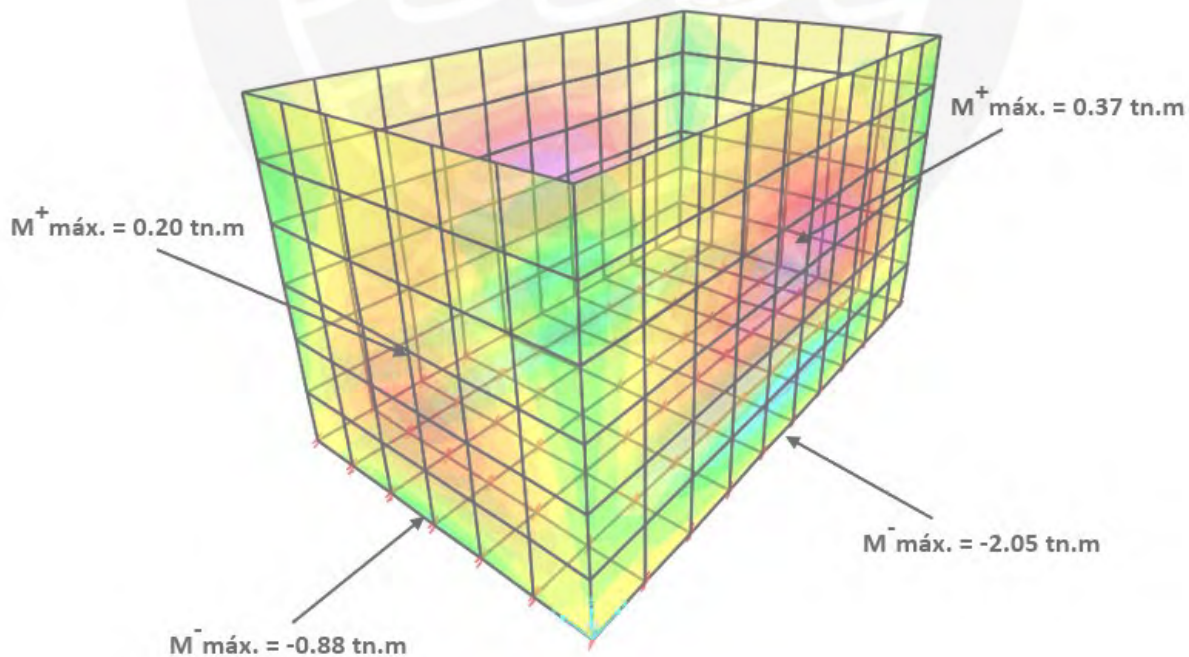


Figura 82. Momentos máximos positivos y negativos en la dirección Y-Y  
Obtenido del programa SAP2000.

Podemos observar de los resultados obtenidos que los momentos resultantes en el modelo computacional son menores a los hallados por el método de Kalmanok, por lo que se escogerán estos últimos para poder realizar un diseño conservador.

### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se utilizarán los momentos hallados en el muro “B” debido a que estos son mayores a los obtenidos en el muro “A”, estos momentos se detallan en la Figura 80.

Tabla 46

#### *Diseño por flexión de muros de cisterna*

	Momento último (tn.m)	As requerido por ml (cm <sup>2</sup> )
M <sub>x-x</sub> (-)	1.62	2.73
M <sub>x-x</sub> (+)	0.71	1.18
M <sub>y-y</sub> (-)	2.24	3.81
M <sub>y-y</sub> (+)	0.40	0.66

Nota. Fuente: Elaboración propia.

El acero mínimo en muros en contacto con agua según el ACI 350 es:

$$A_{smin} = 0.0030 \cdot b \cdot h$$

$$A_{smin} = 0.0030 \cdot 100 \cdot 20 = 6.0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Como el acero mínimo es mayor a los aceros requeridos por flexión, se colocará el primero de estos. Utilizando una doble malla de Ø3/8” tenemos un espaciamiento “s” de:

$$s = \frac{1.42}{6.00} = 0.23 \text{ m}$$

Se utilizará mallas de Ø3/8” @ 20 cm en ambas caras del muro.

### Diseño por corte

Cálculo de la cortante última para una carga triangular por metro lineal:

$$R_u = \frac{Eau \cdot H}{2} = \frac{3.92 \cdot 2.80}{2} = 5.49 \text{ tn}$$

Cálculo de la cortante resistente del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 15 = 11.31 \text{ tn}$$

Como  $\phi V_c > V_u$ , se cumple los requisitos del diseño por corte.

## 10.2.2. Diseño de la tapa de la cisterna

### Análisis Estructural

La tapa de la cisterna se diseñará como una losa maciza simplemente apoyada en todos sus bordes con un espesor igual a 0.20 m, el metrado de cargas se realizará por metro lineal.

Carga muerta:

Para la carga muerta solo se considera el peso propio de la tapa de la cisterna

$$W_{\text{peso losa}} = 2.40 \cdot 0.20 = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

Carga viva:

Como la cisterna está ubicada debajo del estacionamiento se considerará una sobrecarga de 250 kg/m<sup>2</sup> según lo especificado en la Norma E.020.

$$W_{s/c} = 0.25 \text{ tn/m}^2$$

Carga última:

$$W_u = 1.4 \cdot (0.48) + 1.7 \cdot (0.25) = 1.10 \text{ tn/m}^2$$

### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión también se utilizó el método de Kalmanok, en el cual se escogió un modelo estructural simplemente apoyado en todos sus bordes, la tapa de la cisterna tiene una relación de lados igual a:

$$\frac{b}{a} = \frac{2.90}{5.00} = 0.58$$

Para la relación de 0.58 tenemos los siguientes coeficientes y momentos últimos en cada dirección de análisis:

$$M_x(+) = 0.0243 \cdot 1.10 \cdot 2.90^2 = 0.225 \text{ tn.m} \rightarrow A_s = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$M_y(+) = 0.0820 \cdot 1.10 \cdot 2.90^2 = 0.759 \text{ tn.m} \rightarrow A_s = 1.19 \text{ cm}^2$$

Ahora procedemos a calcular el acero mínimo para compararlo con los aceros requeridos hallados anteriormente.

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Como el acero mínimo es mayor a los aceros requeridos en ambas direcciones de análisis, se colocará el primero de estos repartido en ambas caras de la losa.

Se considerará una doble malla de  $\emptyset 3/8'' @ 25$  cm

### Diseño por corte

Cálculo de las cortante últimas en cada dirección de análisis:

$$V_{ux} = 0.566 \cdot 1.10 \cdot 2.90^2 = 5.24 \text{ tn}$$

$$V_{uy} = 0.267 \cdot 1.10 \cdot 2.90^2 = 2.47 \text{ tn}$$

La cortante resistente se halla de la siguiente manera:

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 17 = 12.82 \text{ tn}$$

Como  $\emptyset V_c > V_u$ , se cumple los requisitos del diseño por corte.

A continuación, se muestra un corte donde se muestra la distribución de aceros colocados en el muro y tapa de la cisterna:

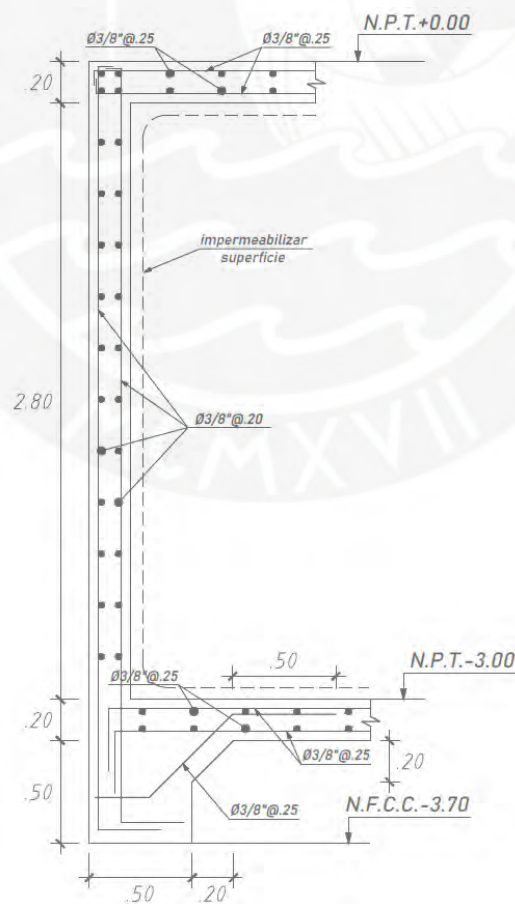


Figura 83. Corte de cisterna con el refuerzo final colocado  
Elaboración propia.



### 10.3. Diseño del cerco perimétrico de albañilería

Según la Norma E.070 de Albañilería un cerco es un muro no portante apoyado sobre el terreno cuya función es delimitar el área del predio y proveerla de seguridad. Los cercos pueden ser de albañilería armada o albañilería simple, en ambos casos estos soportarán su propio peso y estructuralmente funcionan como un muro en voladizo. Para nuestro proyecto se escogerá el sistema de albañilería simple por lo que los elementos de refuerzo y los elementos que se analizarán en esta sección son los siguientes: muro de albañilería no reforzado, columnas o columnetas y vigas de concreto armado. Para el diseño del muro cerco se empleará el Proyecto de Norma E.070 - 2019.

#### 10.3.1. Diseño del muro de albañilería

El muro de albañilería que se va a analizar posee un solo paño de 4.60 m de largo por 2.60 m de alto, tal como se muestra en la Figura 84.



Figura 84. Muro cerco de albañilería a analizar

*Elaboración propia.*

Según el artículo 68 del Proy. Norma E.070-2019 el paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. La magnitud de esta carga ( $w$ ) por unidad de área del muro se calcula con la siguiente expresión:

$$w = 0.40 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot Pe$$



Donde: Z, U, S son los parámetros sísmicos definidos en el ítem 4.2.

Pe = peso del muro por unidad de área, se trabajará con unidades de albañilería tipo King Kong con un espesor de 15 cm.

Reemplazando los parámetros mencionados anteriormente obtenemos:

$$w = 0.40 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 1800 = 48.60 \text{ kg/m}^2$$

Para hallar el momento debido a la flexión perpendicular al plano del muro, se empleará la siguiente fórmula que establece el Proy. Norma E.070:

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

Donde: Ms = momento flector distribuido por unidad de longitud.

m = coeficiente de momento.

a = dimensión crítica del paño de albañilería.

El Proy. Norma E.070-2019 en su Tabla N.º 23 establece los requisitos, según las condiciones de borde del muro, para hallar los valores de “m” y “a”. Para el muro analizado nos situaremos en el Caso 1 de muros con cuatro bordes arriestrados.



CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIESTRADOS								
<i>a</i> = Menor dimensión								
<i>b/a</i> =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	$\infty$
<i>m</i> =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125
	<i>a</i>			<i>b</i>				
								

Figura 85. Valores de coeficiente de momento “m” y dimensión crítica “a”

Tomado de “Proyecto NTP E.070 Albañilería”, por SENCICO, 2019.

Según la Figura 85 nuestros valores de “a” y “b” son los siguientes:

$$a = 2.60 \text{ m}$$

$$b = 4.60 \text{ m}$$

Realizando una interpolación lineal para una relación  $b/a = 4.60/2.60 = 1.77$  obtenemos un valor de “m” de 0.0935. El valor de “a” es la menor dimensión (2.60 m).

Reemplazando los valores hallados anteriormente tenemos:

$$M_s = 0.0935 \cdot 48.60 \cdot 2.60^2 = 30.72 \frac{kg \cdot m}{ml}$$

Al momento flector producido por la carga sísmica “Ms”, deberá agregársele el momento flector producido por la excentricidad de la carga gravitacional “Mg”, para obtener un momento total de diseño “Mt”, en nuestro caso no hay cargas gravitacionales excéntricas por lo que el momento total resultante es el siguiente:

$$M_t = M_s + M_g = 30.72 + 0 = 30.72 \frac{kg \cdot m}{ml}$$

El esfuerzo normal producido por el momento flector “Mt” se obtendrá a través de la siguiente expresión:

$$f_m = \frac{6 \cdot M_t}{t^2}$$

Donde “t” es el espesor del muro en cm. Reemplazando los valores correspondientes obtenemos:

$$f_m = \frac{6 \cdot 30.72}{15^2} = 0.82 \text{ kg/cm}^2$$

Según la Norma E.070 el esfuerzo normal hallado anteriormente debe ser menor o igual a 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que se cumple con este requerimiento exigido por la norma de albañilería.

### 10.3.2. Diseño de la viga de arriostre

Para la viga de arriostre se escogió una sección de 0.15x0.25 m, las cargas perpendiculares a las que está sometida son debido al peso propio de la viga y al área tributaria del muro, para esta última se utilizará el método del sobre como se muestra a continuación:

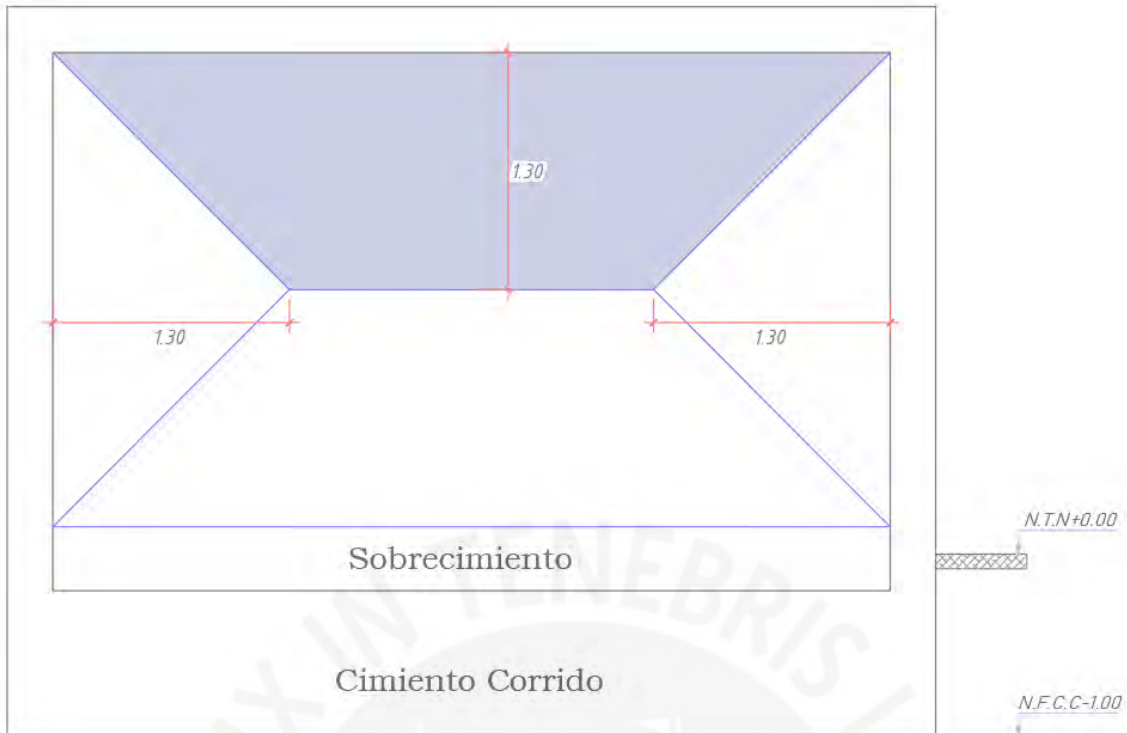


Figura 86. Área tributaria que soporta la viga de arriostre  
Elaboración propia.

### Metrado de cargas

Para hallar la carga perpendicular debido al peso propio de la viga utilizamos:

$$W_{viga} = 0.40 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot t_v \cdot \gamma \cdot b$$

Donde:  $t_v$  = espesor de la viga.

$\gamma$  = peso específico del concreto.

$b$  = ancho de la viga.

Reemplazando valores:

$$W_{viga} = 0.40 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 2400 \cdot 0.25 = 16.2 \text{ kg/m}$$

Para la carga proveniente del muro de albañilería utilizaremos la carga “w” hallado en el ítem 10.3.1, a este valor se le multiplicará por la altura tributaria que carga la viga (ver Figura 86)

$$W_{muro} = 48.60 \cdot 1.30 = 63.18 \text{ kg/m}$$

Para hallar los momentos de diseño por flexión se amplificará las cargas calculadas anteriormente.

$$W_u viga = 1.25 \cdot 16.20 = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$W_u \text{ muro} = 1.25 \cdot 63.18 = 78.98 \text{ kg/m}$$

A continuación, se muestra el esquema de cargas a la que está sometida la viga con su respectivo diagrama de momentos flector y de fuerza cortante.

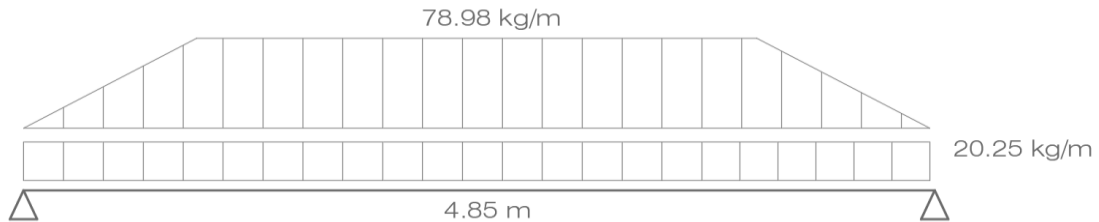


Figura 87. Esquema de cargas últimas que actúan sobre la viga de arriostre  
Elaboración propia.

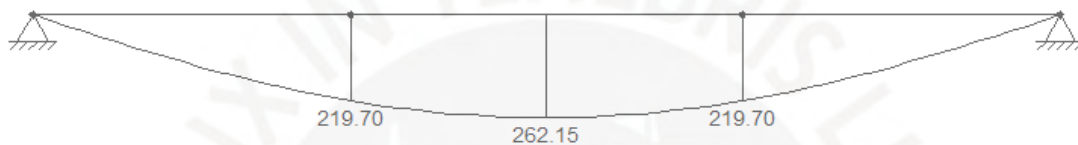


Figura 88. DMF (kg.m) de la viga de arriostre  
Obtenido del programa FTOOL.

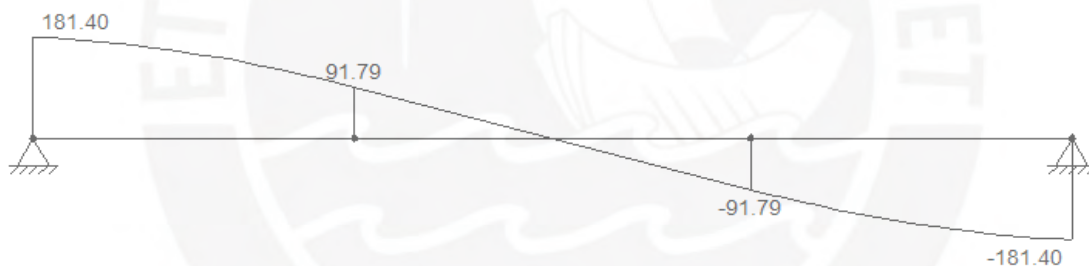


Figura 89. DFC (kg) de la viga de arriostre  
Obtenido del programa FTOOL.

### Diseño por flexión

Calculamos el acero mínimo para la sección de viga escogida y el acero requerido según el momento último hallado en la Figura 88.

Tabla 47

Diseño por flexión de la viga de arriostre

Mu + (kg.m)	d (cm)	As min (cm <sup>2</sup> )	As req. (cm <sup>2</sup> )	As. Instalado	ØMn (kg.m)
262.15	12.00	0.43	0.60	2 Ø3/8"	644.44

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Se colocará 2 Ø3/8" corridos en la parte inferior y superior de la viga.

## Diseño por corte

Cálculo de la fuerza cortante tomada por el concreto:

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 12 = 1\,958.50 \text{ kg}$$

Como  $\emptyset V_c$  es mayor a la cortante última obtenida en la Figura 89, solo se colocarán estribos de montaje con la siguiente distribución:

$$1/4" \emptyset: 1@.05, 4@.10, Rto. @.25$$

### 10.3.3. Diseño de columneta de arriostre

Para las columnetas de arriostre se escogió una sección de 0.15x0.25 m, y al igual que las vigas las cargas perpendiculares a las que está sometida son debido a su peso propio y al área tributaria correspondiente del muro de albañilería.

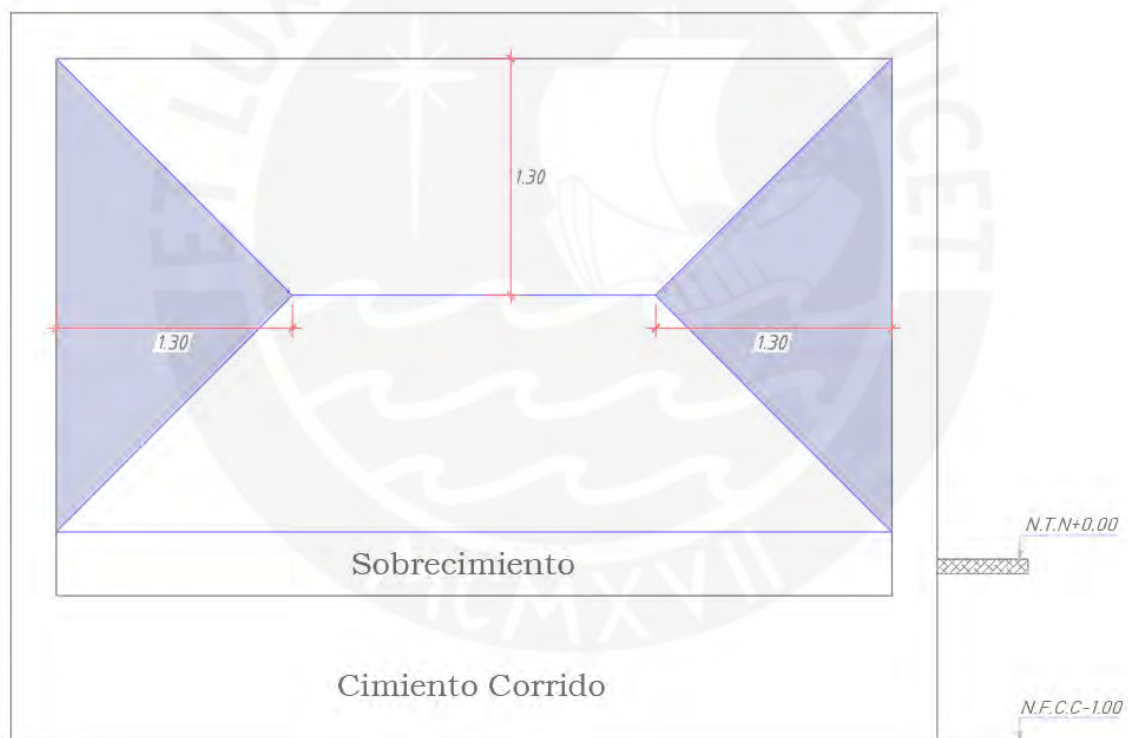


Figura 90. Área tributaria que soporta la columneta de arriostre  
Elaboración propia.

## Metrado de cargas

La columneta trabajará como una viga en volado, empotrada en su base y libre en su nodo superior, su metrado se realizará de manera similar al realizado para la viga de arriostre donde las cargas perpendiculares que actuarán sobre ella son debido al propio peso de la columneta,

el área tributaria del muro de albañilería y la reacción que le genera la viga de arrioste en la parte superior.

Realizando el metrado de cargas últimas:

$$W_{col} = 1.25 \cdot (0.40 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 2\,400 \cdot 0.25) = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{muro} = 1.25 \cdot (48.60 \cdot 1.30) = 78.98 \text{ kg/m}$$

$$P_{viga} = 181.40 \text{ kg}$$

A continuación, se muestra el esquema de cargas a la que está sometida la columneta, así como su respectivo diagrama de momentos flector y de fuerza cortante.

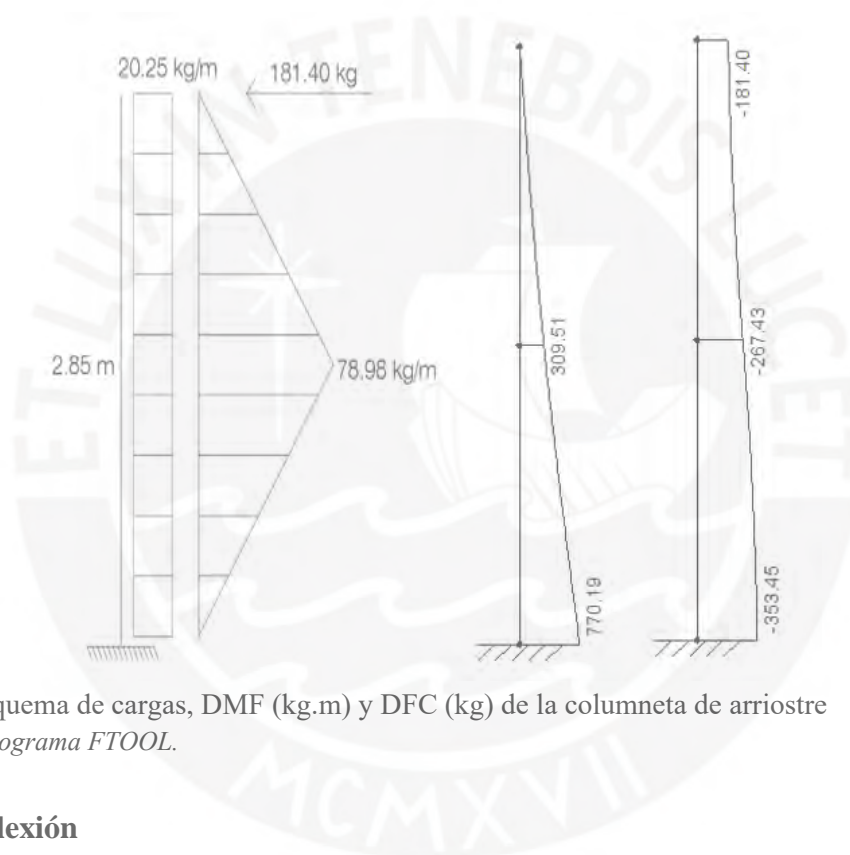


Figura 91. Esquema de cargas, DMF (kg.m) y DFC (kg) de la columneta de arrioste  
Obtenido del programa FTOOL.

### Diseño por flexión

Como se mencionó anteriormente la columneta se diseñará como una viga en volado. A continuación, se calcula el acero mínimo para la sección de columneta escogida y el acero requerido según el momento último hallado en la Figura 91.

Tabla 48

Diseño por flexión de la columneta de arrioste

Mu + (kg.m)	d (cm)	As min (cm <sup>2</sup> )	As req. (cm <sup>2</sup> )	As. Instalado	ØMn (kg.m)
770.19	12.00	0.43	1.95	2 Ø1/2"	1 077.80

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Se colocará 2 Ø1/2" corridos en la parte inferior y superior de la columneta.



## Diseño por corte

Cálculo de la fuerza cortante tomada por el concreto:

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 12 = 1\,958.5 \text{ kg}$$

Como  $\emptyset V_c$  es mayor a la cortante última obtenida en la Figura 91, solo se colocarán estribos de montaje con la siguiente distribución:

$$3/8" \emptyset: 1@.05, 4@.10, Rto. @.25$$

### 10.3.4. Diseño del cimiento del muro cerco

Para diseñar la cimentación del muro perimétrico se asumirán inicialmente dimensiones tentativas para el cimiento corrido y luego se procederá a comprobar que estas dimensiones otorguen estabilidad al volteo y al deslizamiento del muro. Las dimensiones asumidas y las fuerzas que actúan en todo el muro se detallan a continuación:

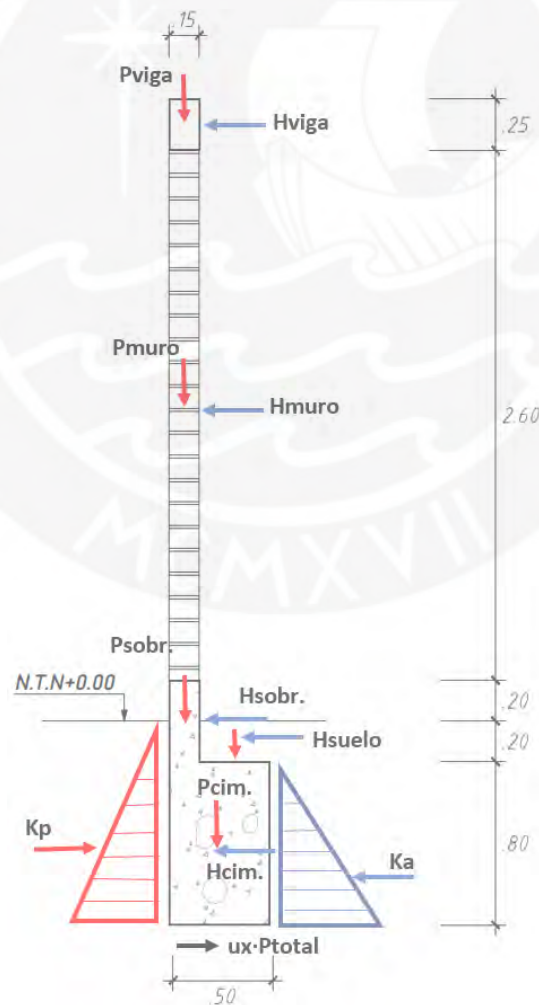


Figura 92. Dimensiones y fuerzas actuantes en el cerco perimétrico  
Elaboración propia.

Los momentos actuantes que provocarán el volteo del muro se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 49

*Fuerzas y momentos actuantes en el muro cerco*

Elemento	Cálculo de fuerzas	Fact. (kg)	d (m)	Mact. (kg.m)
Viga	$H_v=0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 0.15 \times 2400 \times 0.25$	16.20	3.93	63.67
Muro	$H_m=0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 0.15 \times 1800 \times 2.60$	126.36	2.50	315.90
Sobrecimiento	$H_{sobr}=0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 0.15 \times 2300 \times 0.4$	24.84	1.00	24.84
Suelo	$H_{suel}=0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 0.35 \times 2000 \times 0.2$	25.20	0.90	22.68
Cimiento	$H_{cim}=0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 0.5 \times 2300 \times 0.8$	165.60	0.40	66.24
Empuje activo	$E_a=0.5 \times 0.33 \times 2000 \times 0.80^2$	211.20	0.27	57.02
Total		569.40		550.35

*Nota.* Fuente: Elaboración Propia

Por otro lado, las fuerzas o pesos que provocan los momentos resistentes al volteo son:

Tabla 50

*Fuerzas y momentos resistentes en el muro cerco*

Elemento	Cálculo de fuerzas	Fresist. (kg)	d (m)	Mresist. (kg.m)
Viga	$P_v=2400 \times 0.15 \times 0.25$	90.00	0.075	6.75
Muro	$P_m=1800 \times 0.15 \times 2.60$	702.00	0.075	52.65
Sobrecimiento	$P_{sobr}=2300 \times 0.15 \times 0.40$	138.00	0.075	10.35
Suelo	$P_{suelo}=2000 \times 0.35 \times 0.20$	140.00	0.325	45.50
Cimiento	$P_{cim}=2300 \times 0.50 \times 0.80$	920.00	0.250	230.00
Empuje pasivo	$K_p=0.5 \times 3 \times 2000 \times 1.0^2$	3000.00	0.333	999.00
Total		4990.00		1344.25

*Nota.* Fuente: Elaboración Propia

Según el acápite 39.13.6 de la Norma E.050 de Suelos y cimentaciones los factores de seguridad y volteo deben ser como mínimo de 1.50 en condiciones estáticas y de 1.25 para condiciones dinámicas, por lo que se procederá a hallar estos factores de seguridad para comprobar que la cimentación cumpla con estos parámetros.

Factor de seguridad al volteo:

$$F.S.V. = \frac{M_{resistentes}}{M_{actuantes}} = \frac{1344.25}{550.35} = 2.44 > 1.50 > 1.25 \text{ cumple}$$

Factor de seguridad al deslizamiento:

$$F.S.D. = \frac{\mu \cdot (\text{Peso total}) + E_p}{F_{actuantes}} = \frac{0.60 \cdot 4990 + 3000}{569.40} = 10.53 > 1.50 > 1.25 \text{ cumple}$$

Se corrobora que ambos factores de seguridad son mayores a los mínimos establecidos por la Norma E.050, por lo que las dimensiones de la cimentación asumidas inicialmente (ver Figura 92) son correctas.

## Conclusiones

---

1. Los criterios que se emplearon para la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales son ampliamente utilizados, y en el desarrollo de este proyecto se corroboró que proporcionan buenos resultados, con el fin de no sobre reforzar la estructura y colocar una cuantía de acero óptima.
2. El sistema estructural asumido inicialmente, de muros estructurales, fue corroborado en el Capítulo 4 al verificar que las placas absorben más del 80% de las fuerzas sísmicas, las placas se colocaron en ambas direcciones (X-X e Y-Y) con el fin de poder controlar los desplazamientos y derivas máximas establecidas en la Norma E.030.
3. Los periodos fundamentales obtenidos en el análisis modal realizado fueron los siguientes:  $T_x=0.26$  seg. y  $T_y=0.43$  seg. Estos periodos no son elevados y guardan relación con la estructuración realizada, ya que se observa menor presencia de placas en la dirección Y-Y por lo que se tiene una menor rigidez en esa dirección y por lo tanto un mayor periodo.
4. Se realizó el análisis dinámico, estático y el análisis dinámico traslacional en cada dirección, en los dos últimos se obtuvieron periodos fundamentales y fuerzas cortantes basales muy similares tal como se puede observar en la Tablas 22 y 23, esto significa que la edificación no está sometida a esfuerzos de torsión, además de ello también se verificó esta irregularidad de acuerdo a los criterios de desplazamiento que establece la Norma E.030 en donde expresa que el ratio de desplazamientos relativos de entrepiso debe ser menor a 1.3 (ver Tablas 14 y 15).
5. La Norma E.030 establece que, para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico debe ser, por lo menos, igual al 80% de la fuerza cortante basal obtenida del análisis estático (para estructuras regulares), de no ser así se deberán escalar todos los resultados obtenidos (a excepción de los desplazamientos). Este incremento proporcionado se realizó en la sección 4.9 y se obtuvieron los siguientes factores de escalamiento: para la dirección X-X el factor de escalamiento resultante fue de 1.07 y para la dirección Y-Y de 1.06.
6. El capítulo 21 de la Norma E.060 referente al diseño sísmico hace mención que los elementos sometidos a flexocompresión deben obtener la fuerza cortante última de acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis por capacidad y al análisis amplificando el sismo por un factor de 2.5, luego de esto se comparará ambos resultados y se diseñará

con el menor de ellos, esto se debe a que se busca evitar sobre reforzar los elementos estructurales. En nuestro caso se realizaron ambos análisis cumpliendo con lo establecido por la Norma, en el Capítulo 6 de diseño de vigas el diseño por corte fue controlado por el diseño por capacidad, mientras que en el Capítulo 7 de diseño de columnas se trabajó con la cortante obtenida por la amplificación sísmica de 2.5.

7. Cuando se realiza el diseño de elementos estructurales verticales, tales como columnas y placas, se debe tener en cuenta que el refuerzo de acero cambia cuantitativamente de forma constante en cada piso, es por ello que se recomienda analizar cada nivel para poder optimizar el acero colocado. Para nuestro proyecto, que es una edificación de muros estructurales, se colocó una cuantía de acero en placas constante en los tres primeros pisos, reduciendo la cantidad de acero en los tres últimos niveles (ver anexo, Plano E-06), para el caso de las columnas se colocó una misma distribución de acero en todos los pisos ya que la cuantía utilizada fue la mínima establecida por la Norma E.060.
8. Para el diseño de cimentaciones se asumió una distribución constante para la reacción del suelo, de esta manera se simplifica en gran magnitud el análisis y diseño estructural, se utilizó zapatas aisladas para los elementos verticales cuyo centro de gravedad coincida con el centro de gravedad de la zapata, para las placas que se encuentran en el límite de propiedad se colocaron zapatas excéntricas que se unieron con zapatas interiores mediante vigas de conexión, en este proyecto no se emplearon zapatas combinadas.
9. Es importante brindar todos los detalles y especificaciones convenientes para llevar a cabo un buen proceso constructivo, tales como longitud de anclajes de acero, longitud de traslapes, detalle de uniones, calidad del concreto, recubrimiento, etc., en nuestro caso estos detalles se especifican el anexo de este proyecto (ver Plano E-01).

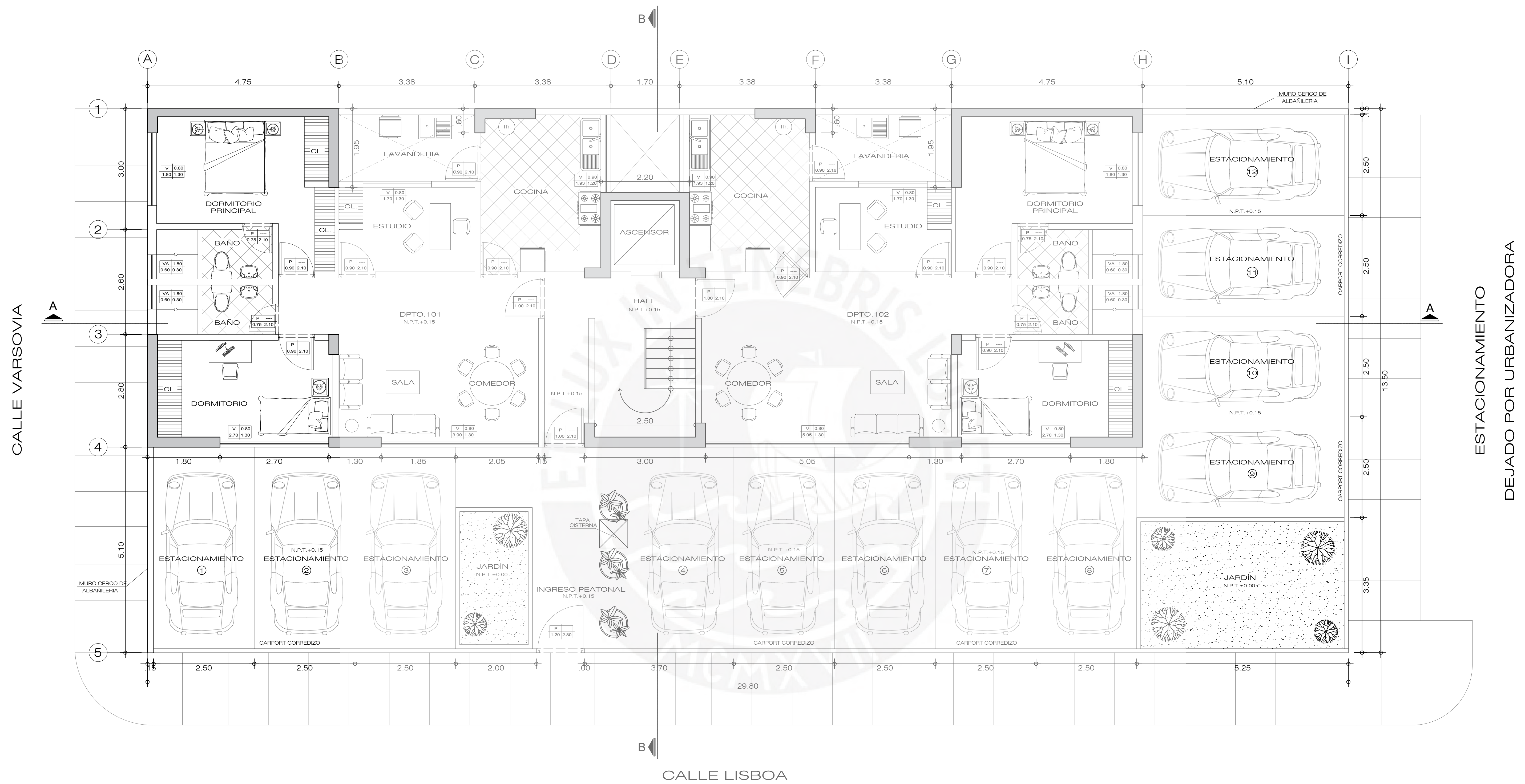
## Bibliografía

---

1. American Concrete Institute (2014). *Requerimientos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318RS-14)*. Farmington Hills, MI: ACI.
2. Blanco, A (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería civil (CIP)
3. Higashi, L (2019). *Diapositivas de clase del curso de Concreto Armado 2*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
4. Muñoz Peláez, Alejandro (1999). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
5. Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*, decimoquinta edición. Lima: Fondo Editorial PUCP.
6. SENCICO (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
7. SENCICO (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
8. SENCICO (2018). *Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y cimentaciones*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
9. SENCICO (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto armado*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
10. SENCICO (2019). *Proyecto de Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.




EDIFICACION VECINA



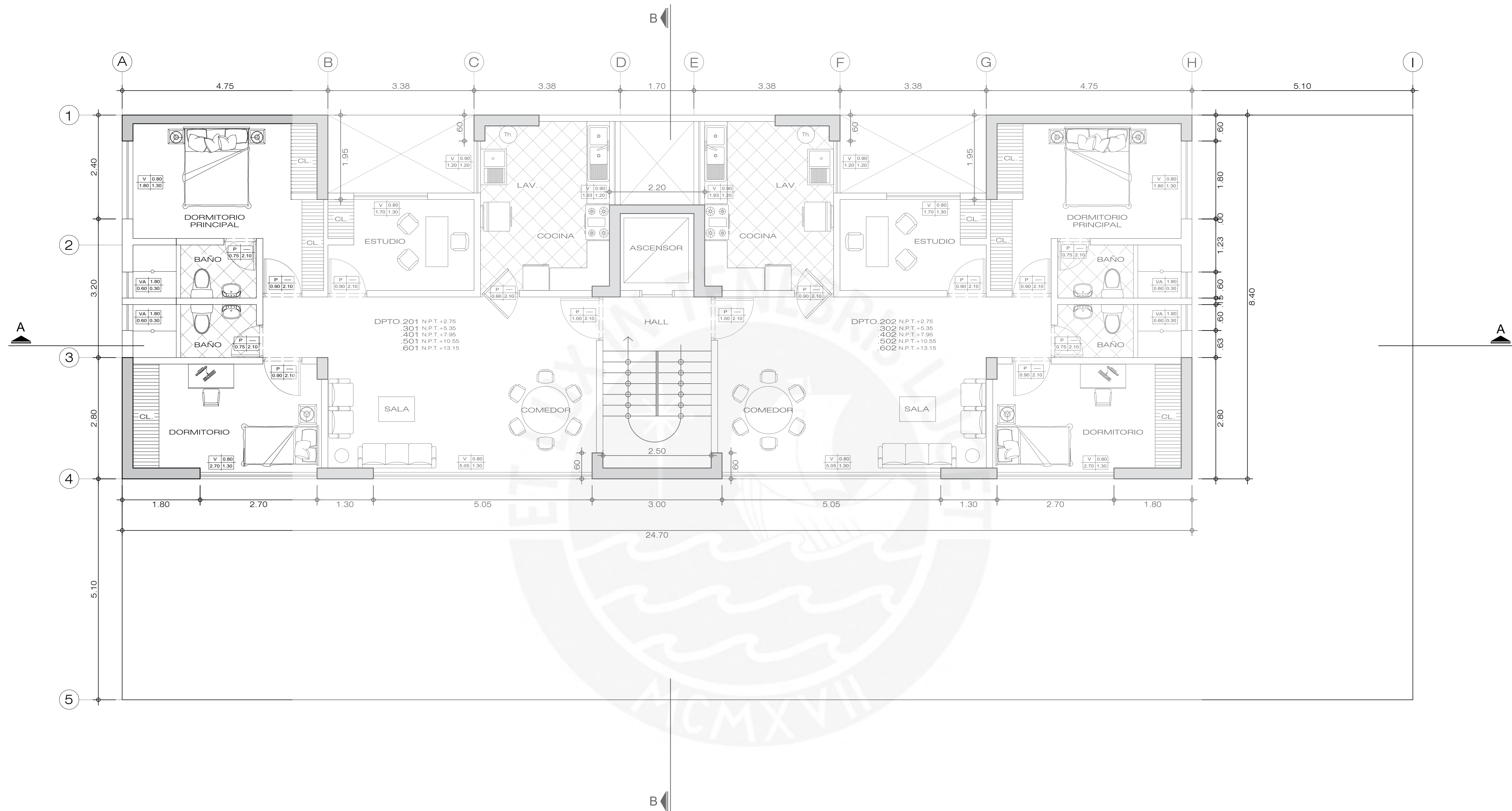
PLANTA 1ER PISO

ESCALA 1/50

PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
JULIO BANCES CONTRERAS			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	PLANTA DEL 1ER PISO	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ARQUITECTURA	1/50	JUNIO 2020	


A-01



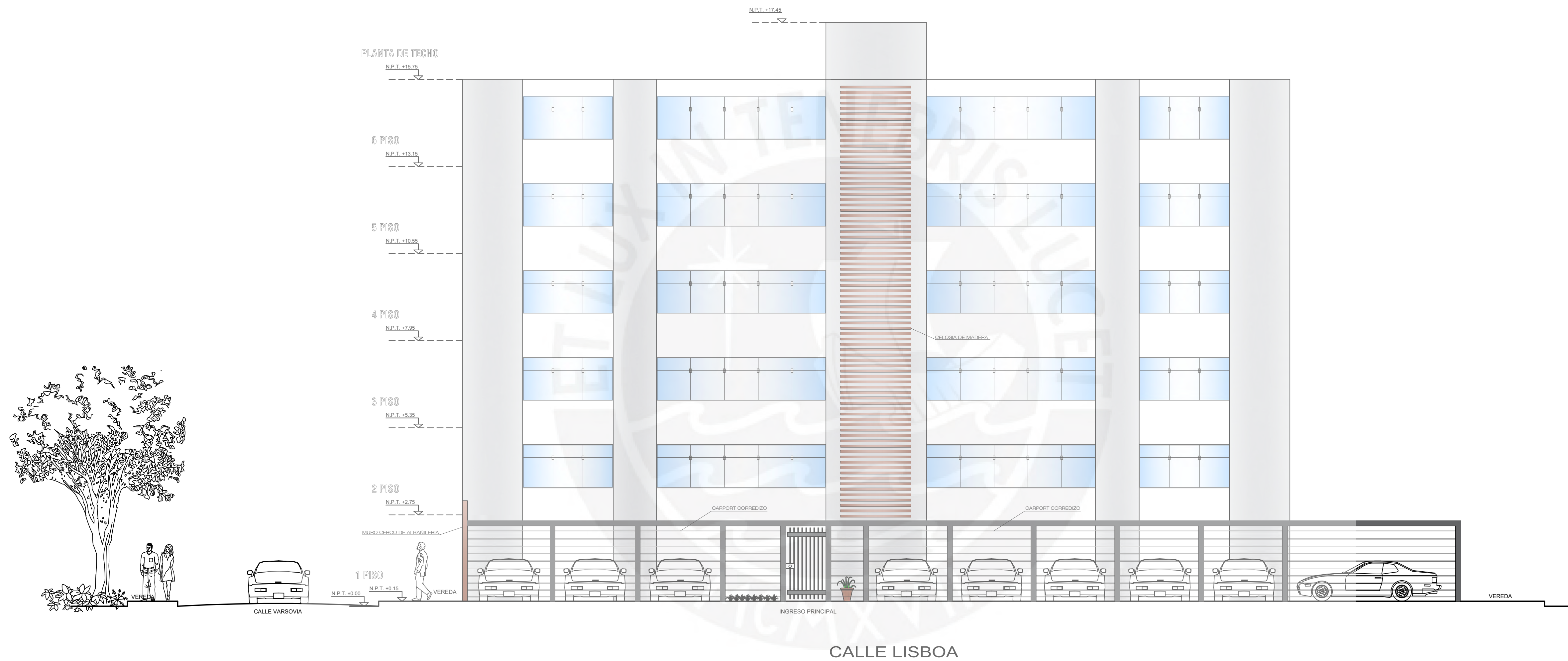


# PLANTA 2DO AL 6TO PISO

ESCALA 1/50


PROYECTO:			
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
<b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	PLANTA DE LOS PISOS TÍPICOS	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
	ARQUITECTURA	1/50	JUNIO 2020

**A-02**



# ELEVACIÓN FACHADA PRINCIPAL

ESCALA 1/75

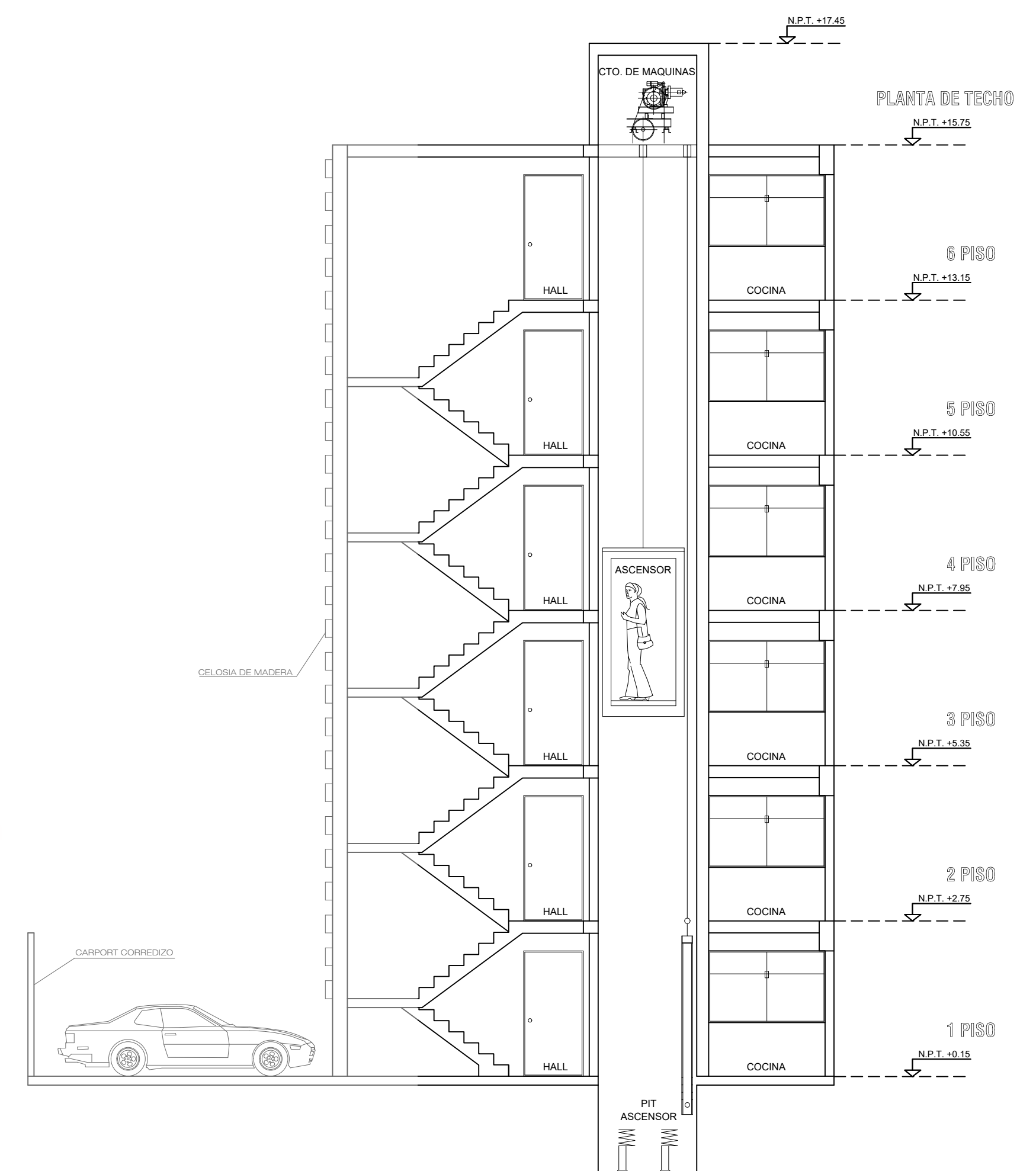
PROYECTO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO		
PRESENTADO POR EL BACHILLER:		
JULIO BANCES CONTRERAS		
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ
	PLANO:	ELEVACIÓN PRINCIPAL
	ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA
ESCALA:	1/75	FECHA:
		JUNIO 2020

A-03






**CORTE: A-A**  
ESCALA 1/75



**CORTE: B-B**  
ESCALA 1/75

PROYECTO:			
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
<b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
	ASESOR:	<b>ING. JOSE ACERO MARTINEZ</b>	
	PLANO:	<b>CORTES DE ARQUITECTURA</b>	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
<b>ARQUITECTURA</b>	<b>1/75</b>	<b>JUNIO 2020</b>	<b>A-04</b>

# PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 6 PISOS EN SURQUILLO

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### CONCRETO CICLOPEO

CIMENTOS CORRIDOS : CONCRETO CICLOPEO 1:8 f'c=140 Kg/cm2  
(CEMENTO-HORMIGON MAS 30% PG)

SOBRECIMENTOS : CONCRETO CICLOPEO 1:8 f'c=140 kg/cm2  
(CEMENTO-HORMIGON MAS 30% PG)

### CONCRETO ARMADO

CONCRETO EN MURO CISTERNA : f'c = 280 Kg/cm2

CONCRETO RESTO ELEMENTOS : f'c = 210 Kg/cm2

ACERO REFUERZO : fy = 4200 Kg/cm2

### RECUBRIMIENTOS

VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS : 4 cm

VIGAS CHATAS : 2 cm

ESCALERAS Y ALIGERADOS : 2 Cm

ZAPATAS : 7 Cm

SOBRECARGAS : s/c : INDICADA EN LOS PLANOS DE ALIGERADOS

AZOTEA : 100 Kg / m2

RESTO : 200 Kg / m2

ESCALERA : 200 Kg / m2

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION :

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES

NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION E-020, E-030, E-050, E-060, E070

## PARAMETRO DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Z = 0.45 (FACTOR DE ZONA, ZONA 4)	PERIODO (seg.)	DIRECCION X	DIRECCION Y
U = 1.00 (FACTOR USO, EDIF. COMUN)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (cm)	0.26	0.43
Cx = 2.50 (FACTOR DE AMPLIFICACION)	DERIVAS MÁXIMAS (* /oo)	2.15	5.92
Cy = 2.33 (FACTOR DE AMPLIFICACION)	JUNTA SISMICA (cm)	1.67	4.68
S = 1.00 (FACTOR DE SUELO)			5.00
R = 6.00 (MUROS ESTRUCTURALES)			

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL E.M.S

Segun ( N.T.E. - E-050 y E-0.30 )

EL SUBSUELO ESTA CONFORMADO POR UNA GRAVA MAL GRADUADA (GP) DE COMPACIDAD MEDIA A DENSA, Y DE BUENAS CONDICIONES GEOMECAICAS

- LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN ES DE 4.00 Kg/cm2

- SE RECOMIENDA QUE LA PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACIÓN SEA A -1.50m. DEL NIVEL DEL TERRENO NATURAL

- EL PESO ESPECIFICO DEL SUELO ES DE 2.00 gr/cm3

- ANGULO DE FRICCIÓN (Ø) : 30°

- SE RECOMIENDA QUE LA TRANSMISION DE LAS CARGAS AL SUELO SEA MEDIANTE ZAPATAS AISLADAS Y CIMENTACIÓN CORRIDA, DISEÑADAS Y DIMENSIONADAS EN FUNCION DE LOS VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y DE LAS CARGAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA.

- SE RECOMIENDA EL USO DE CEMENTO PORTLAND TIPO I

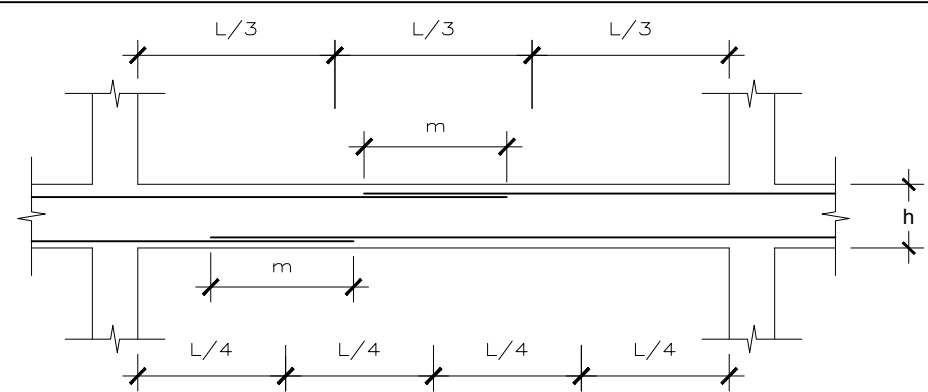
## RELACION DE PLANOS

N° PLANO	TITULO
E-01	ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES
E-02	PLANTA CIMENTACION Y CORTES
E-03	VIGAS DE CIMENTACION
E-04	DETALLE TIPICO DE TABIQUERÍA Y CERCO DE ALBAÑILERIA
E-05	CISTERNA Y DESARROLLO DE ESCALERAS
E-06	CUADRO DE PLACAS Y COLUMNAS
E-07	ENCOFRADO DE PISO TIPICO (1ER AL 5TO PISO)
E-08	ENCOFRADO DE AZOTEA (6TO PISO)
E-09	VIGAS DE PISO TIPICO (1ER AL 5TO PSIO)
E-10	VIGAS DE AZOTEA (6TO PSIO)

## TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

### NOTAS

- 1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- 2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %.
- 3.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"

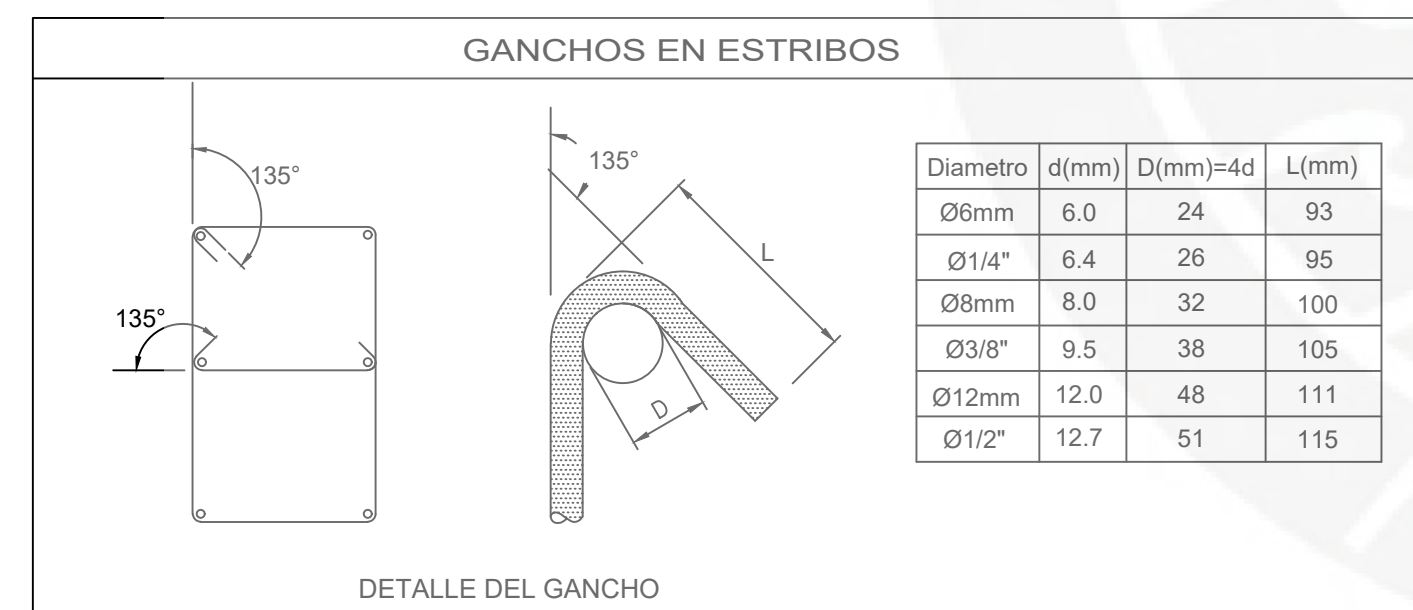
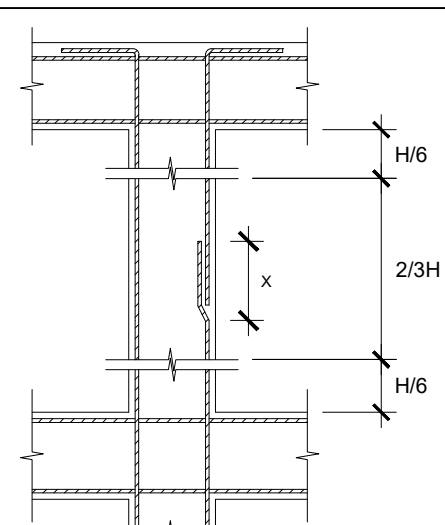


### VALORES DE (m)

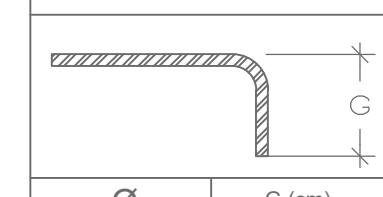
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	h CUALQUIERA	h < 0.30	h > 0.30	h > 0.30
3/8"	0.40	0.40	0.45	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75	0.75
1"	1.15	1.00	1.30	1.30

## TRASLAPES Y EMPALME VERTICAL

Ø	X
3/8"	0.40
1/2"	0.40
5/8"	0.50
3/4"	0.60



## CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

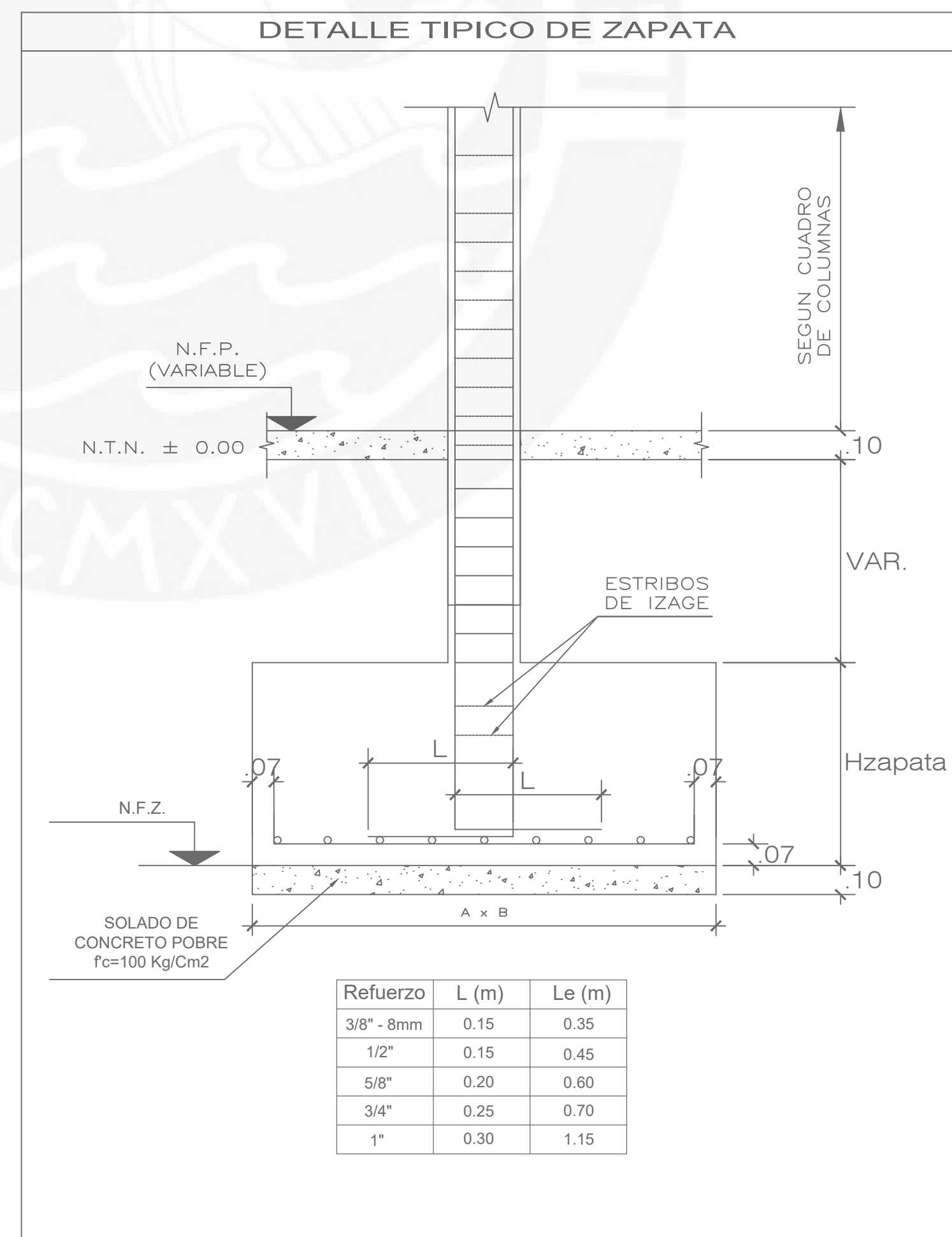


### NOTA

EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS PERALTADAS, COLUMNAS, PLACAS Y ZAPATAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

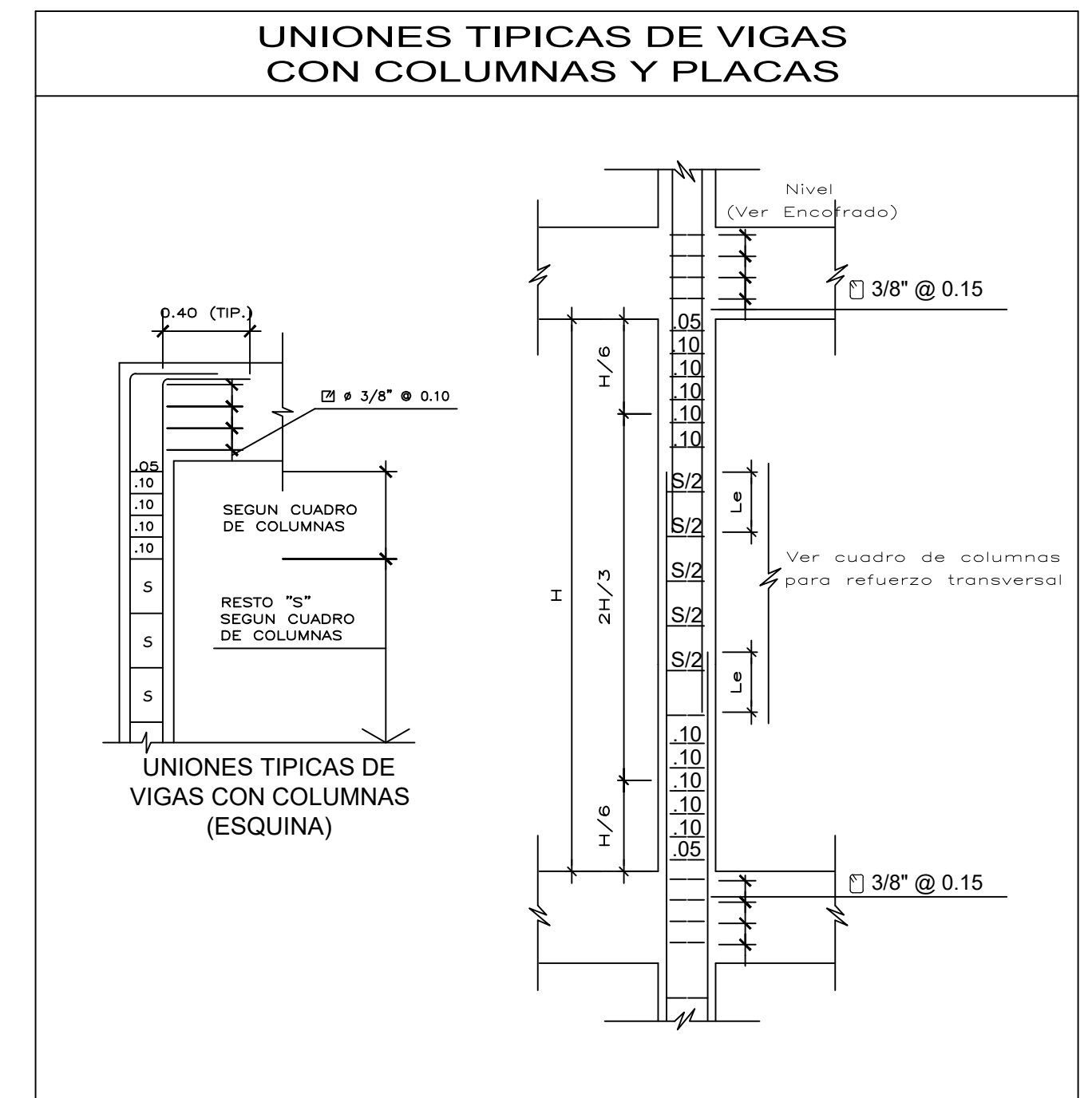
Ø	G (cm)
8mm	18
3/8"	21
1/2"	28
5/8"	35
3/4"	42

## DETALLE TIPICO DE ZAPATA



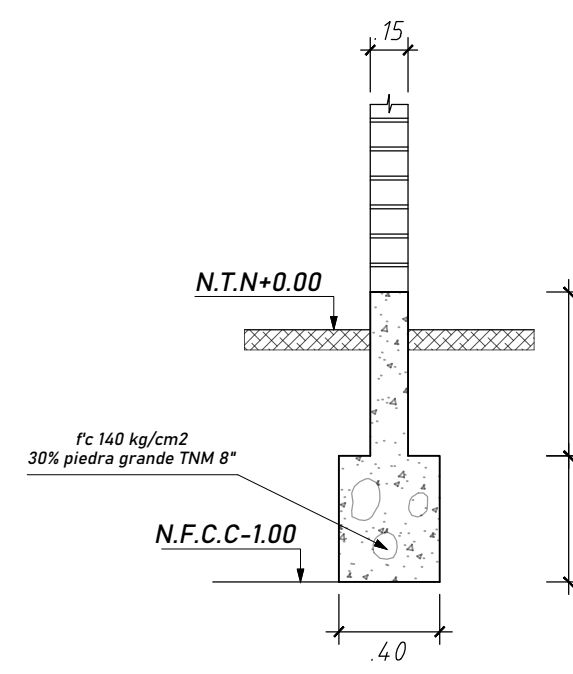
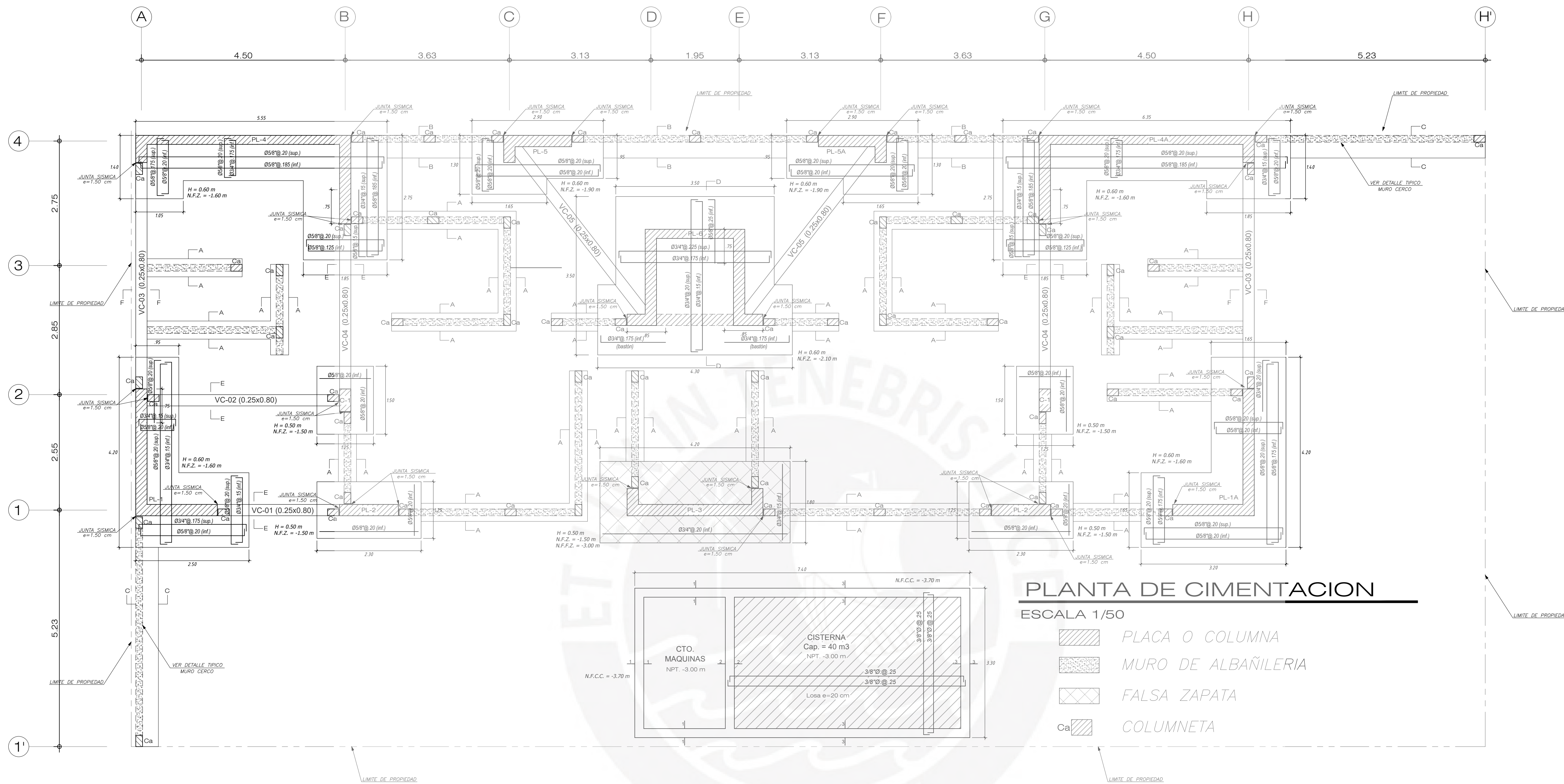
Refuerzo	L (m)	Le (m)
3/8" - 8mm	0.15	0.35
1/2"	0.15	0.45
5/8"	0.20	0.60
3/4"	0.25	0.70
1"	0.30	1.15

## UNIONES TIPICAS DE VIGAS CON COLUMNAS Y PLACAS

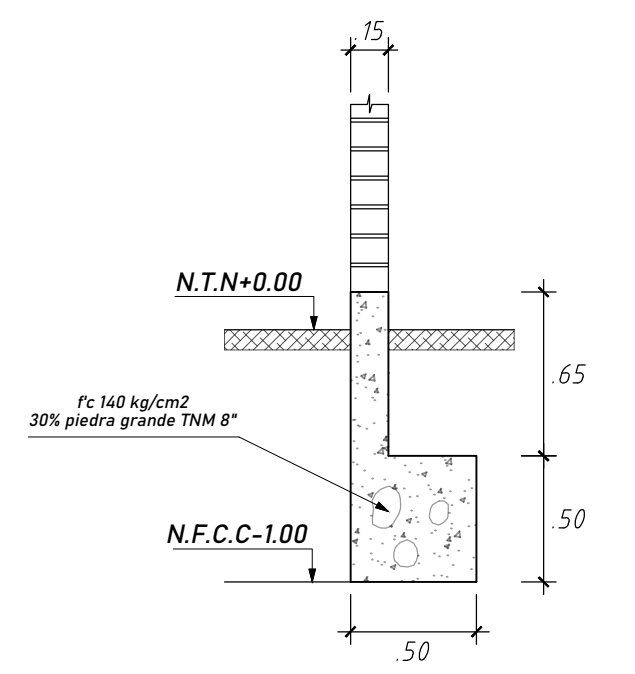


PROYECTO: <b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER: <b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
ASESOR: <b>ING. JOSE ACERO MARTINEZ</b>		<b>E-01</b>	
PLANO: <b>ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES</b>			
ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURA</b>	ESCALA: <b>S/E</b>	FECHA: <b>JUNIO 2020</b>	

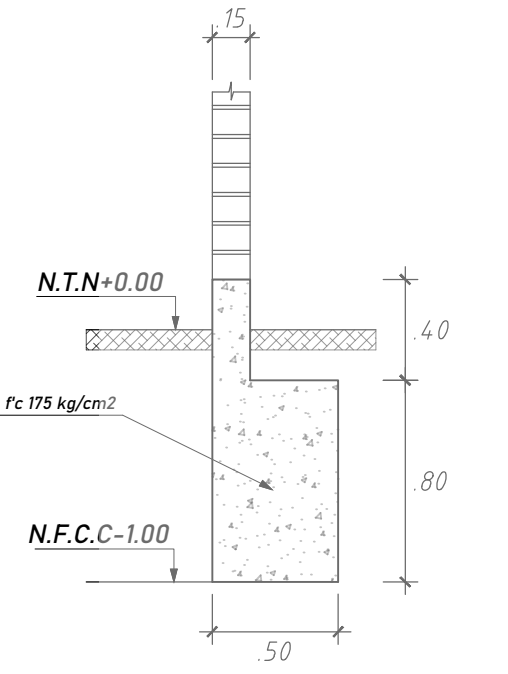




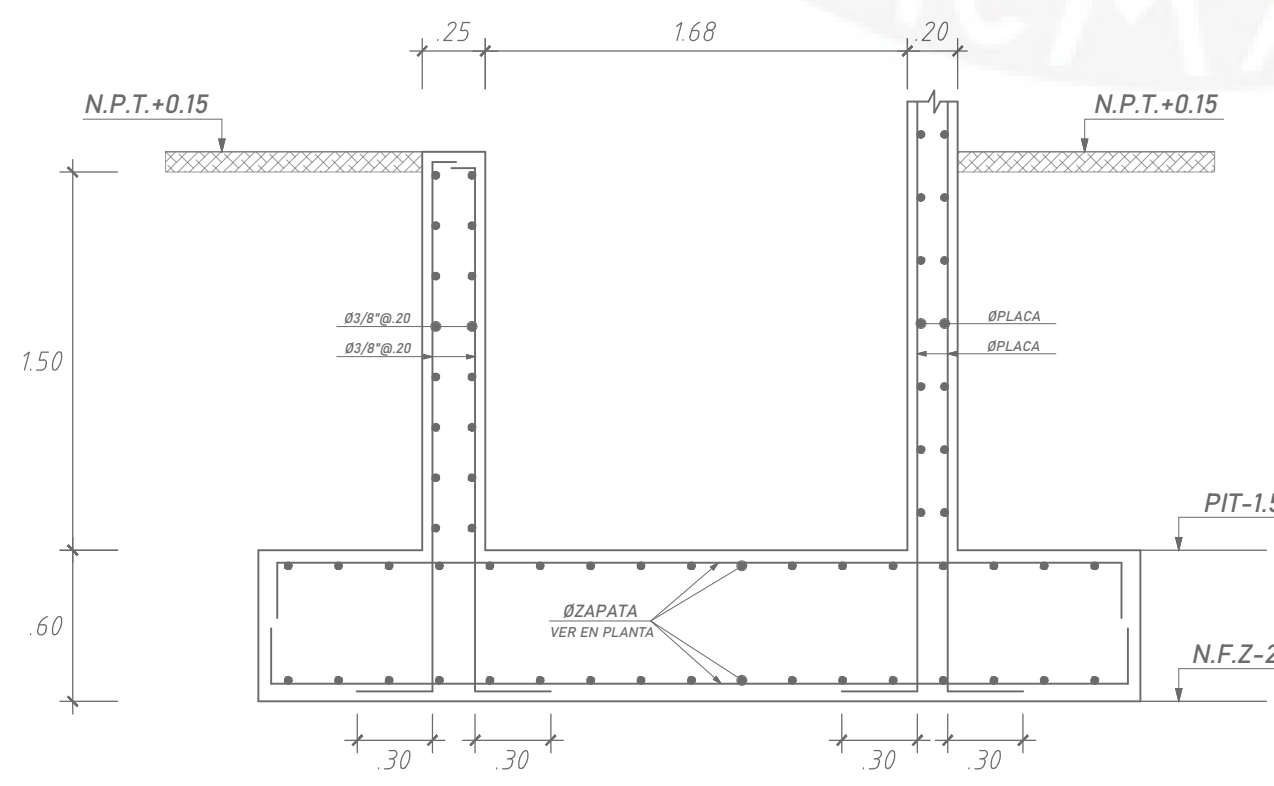
**CORTE A-A**  
ESCALA 1/30



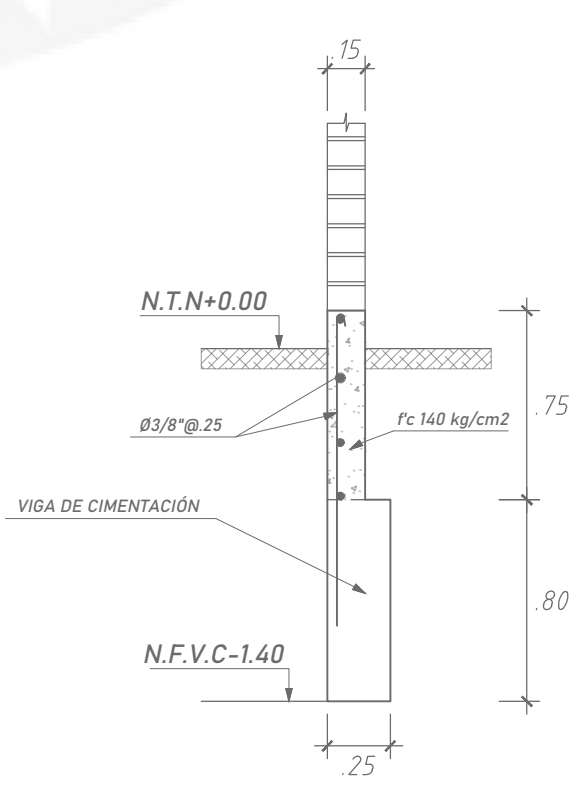
**CORTE B-B**  
ESCALA 1/30



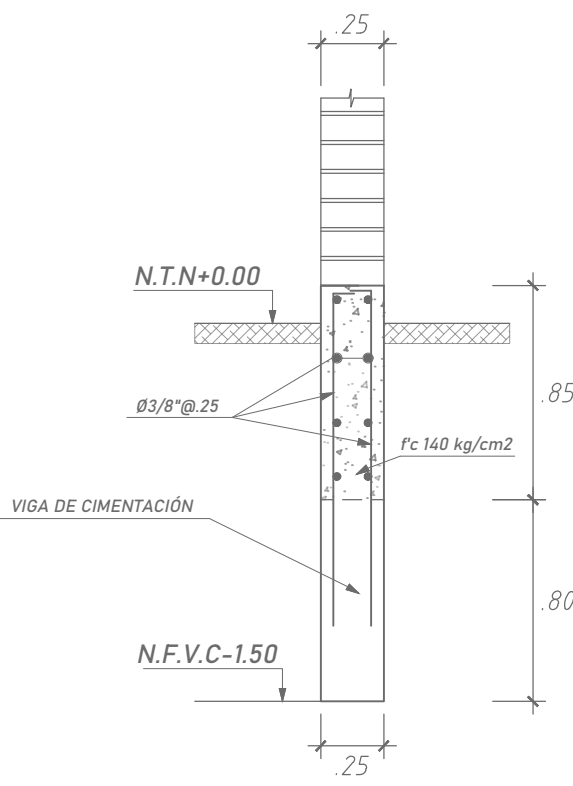
**CORTE C-C**  
ESCALA 1/30



**CORTE D-D**  
ESCALA 1/30



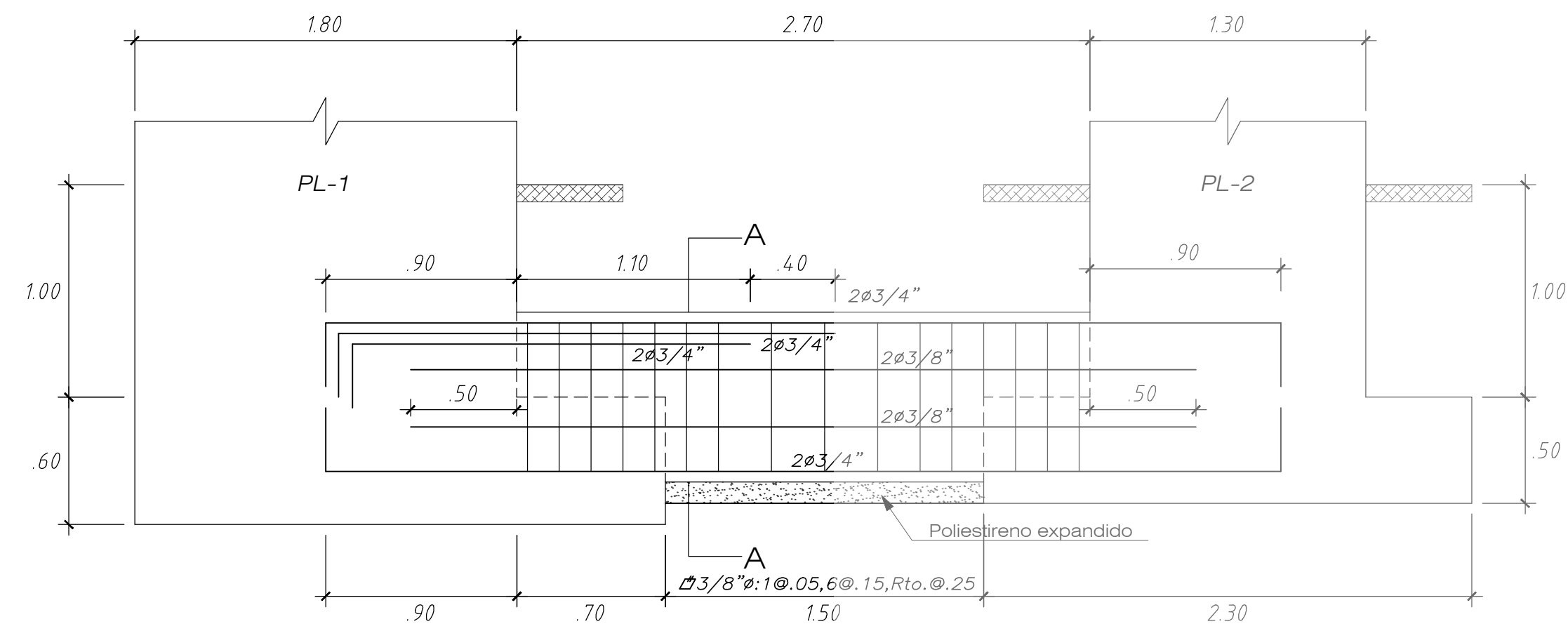
**CORTE E-E**  
ESCALA 1/30



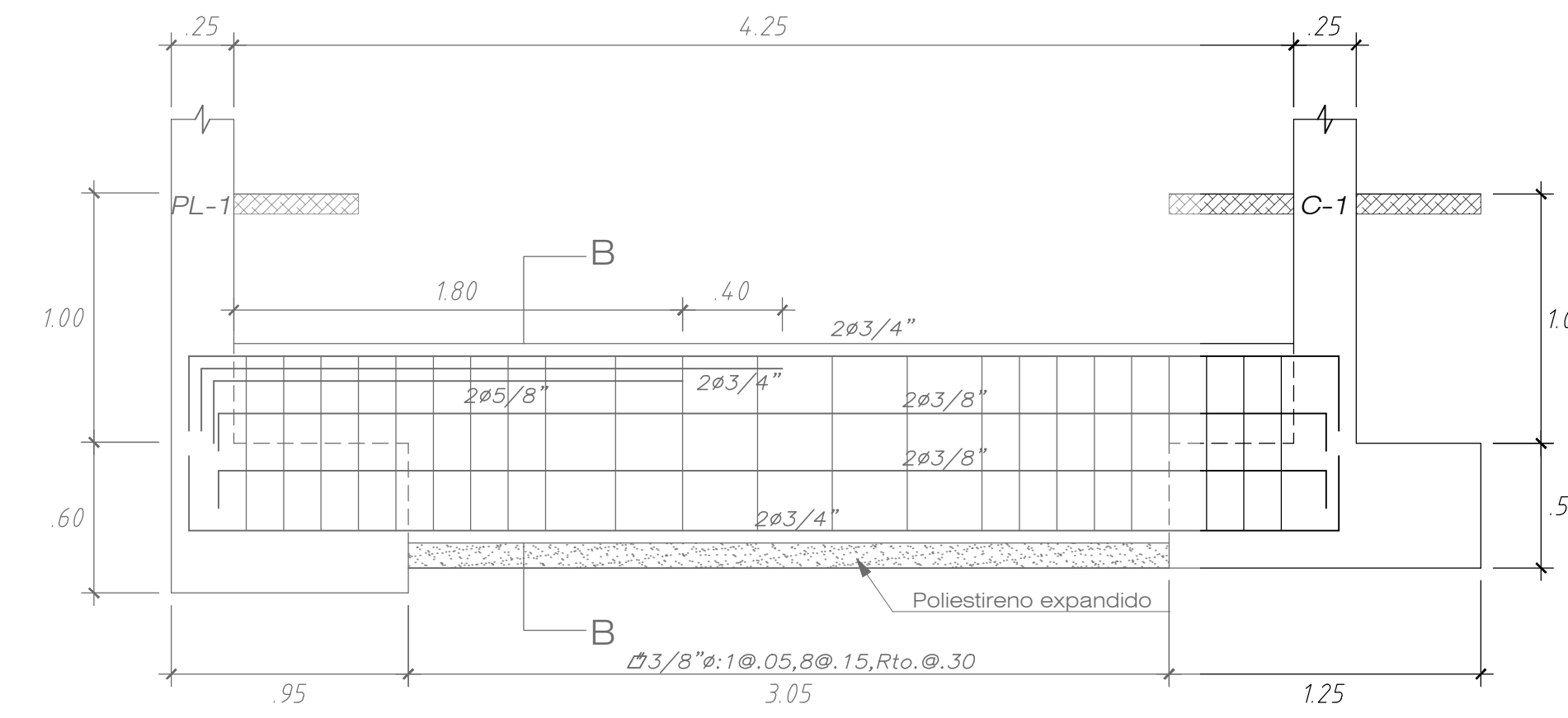
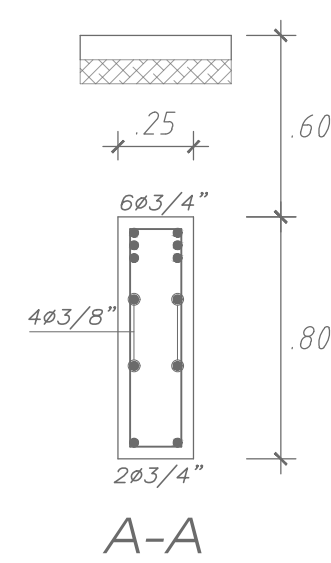
**CORTE F-F**  
ESCALA 1/30

PROYECTO: <b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER: <b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
	ASESOR: <b>ING. JOSE ACERO MARTINEZ</b>	<b>E-02</b>	
	PLANO: <b>PLANTA DE CIMENTACION Y CORTES</b>		
ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURA</b>	ESCALA: <b>1/50</b>	FECHA: <b>JUNIO 2020</b>	

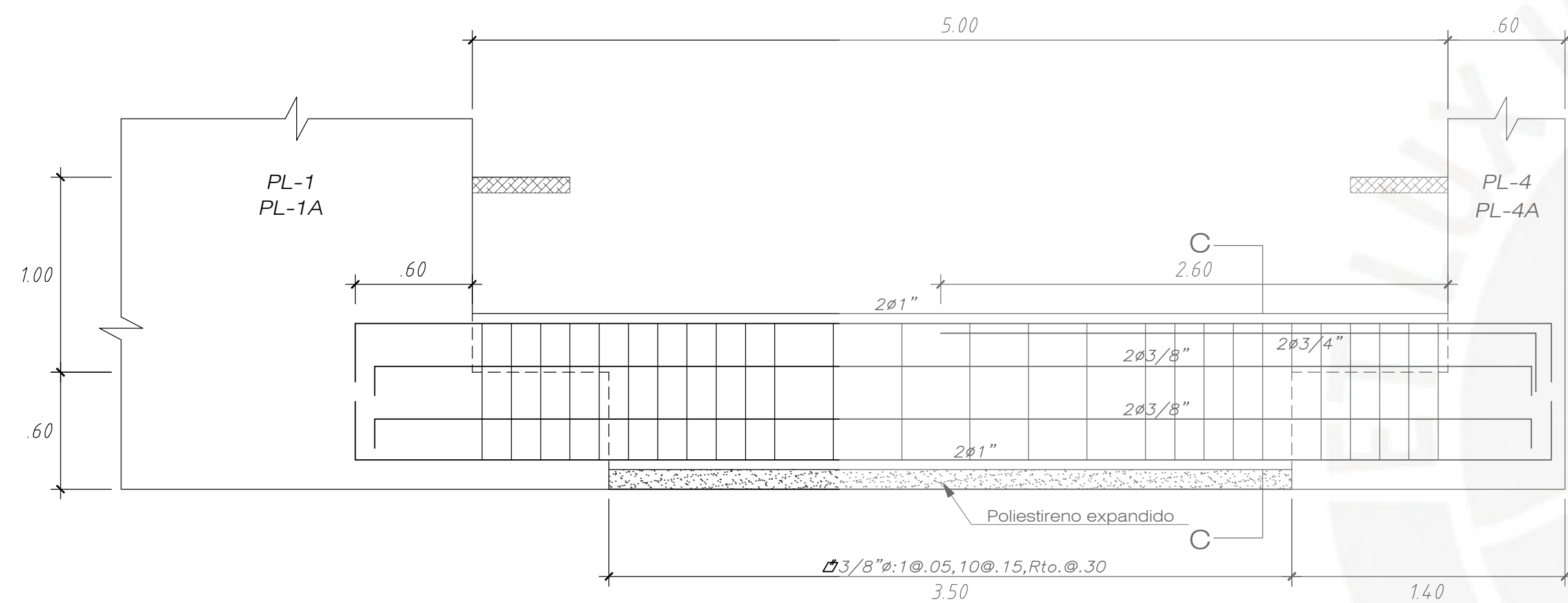
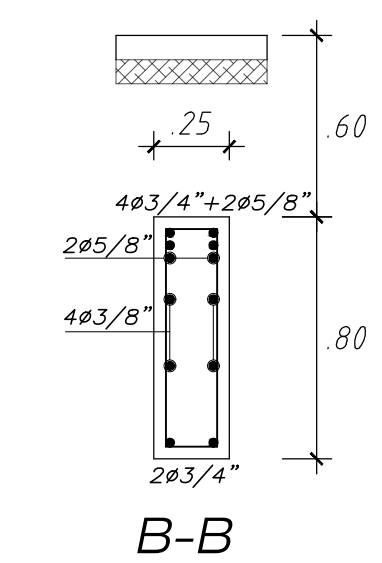




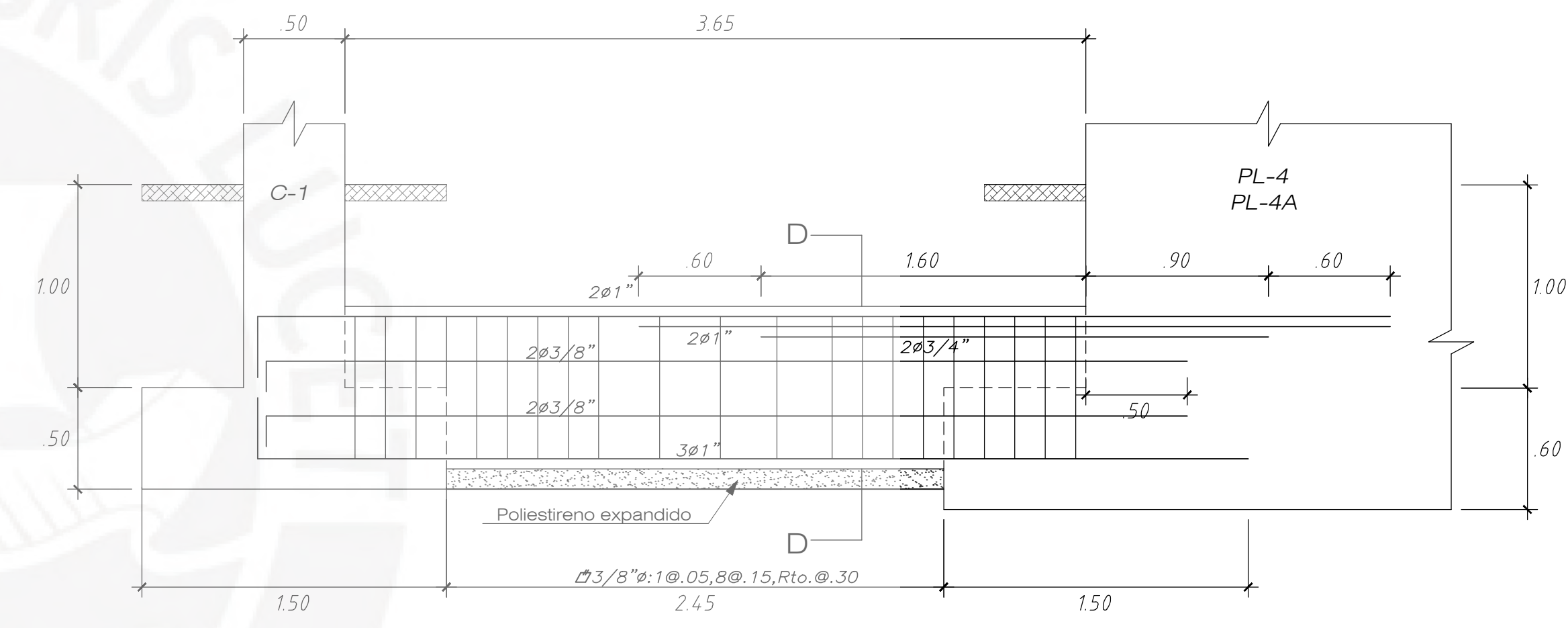
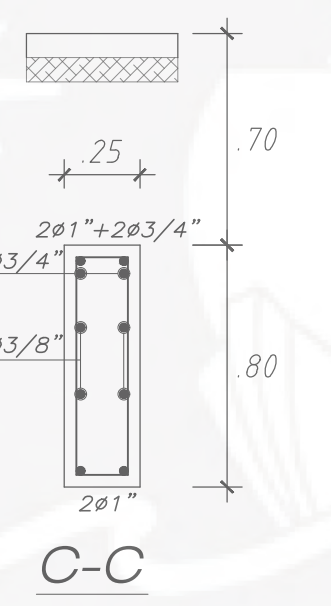
VC-01 (0.25x0.80 m)



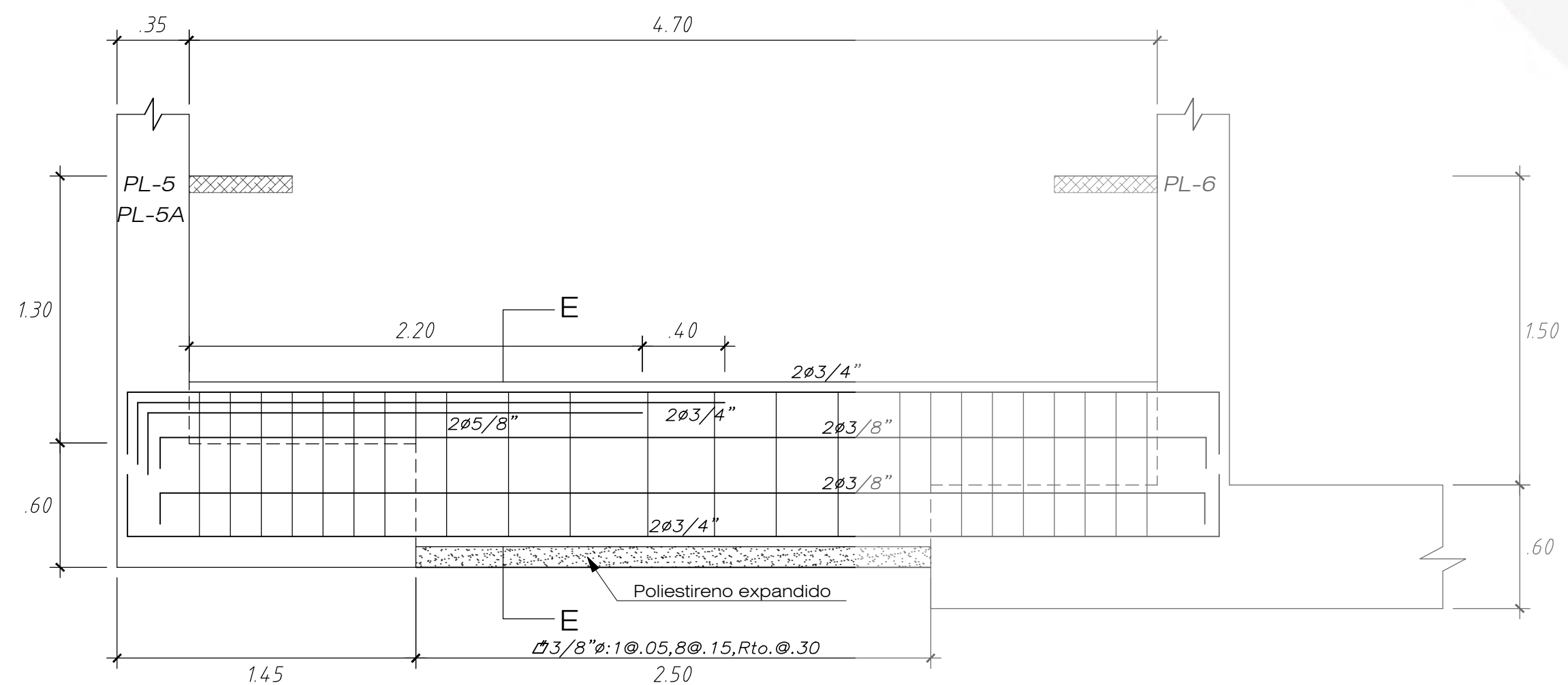
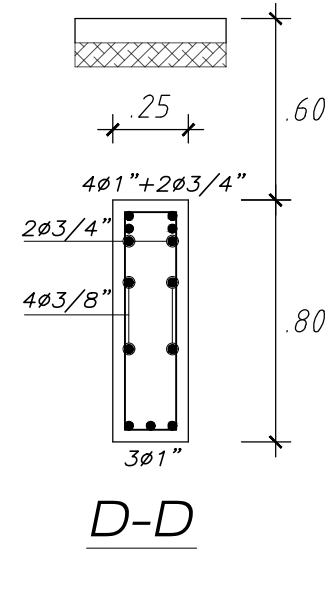
VC-02 (0.25x0.80 m)



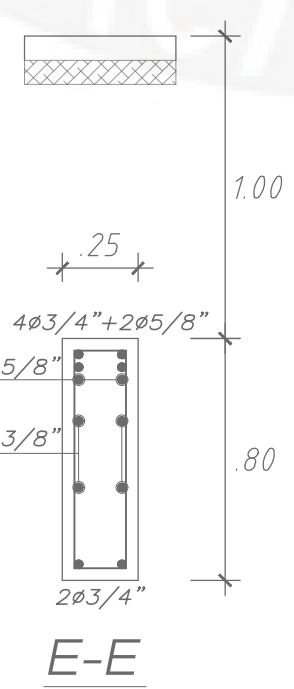
VC-03 (0.25x0.80 m)




VC-04 (0.25x0.80 m)



VC-05 (0.25x0.80 m)



PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
JULIO BANCES CONTRERAS			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	VIGAS DE CIMENTACION	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ESTRUCTURA	1/25	JUNIO 2020	

E-03

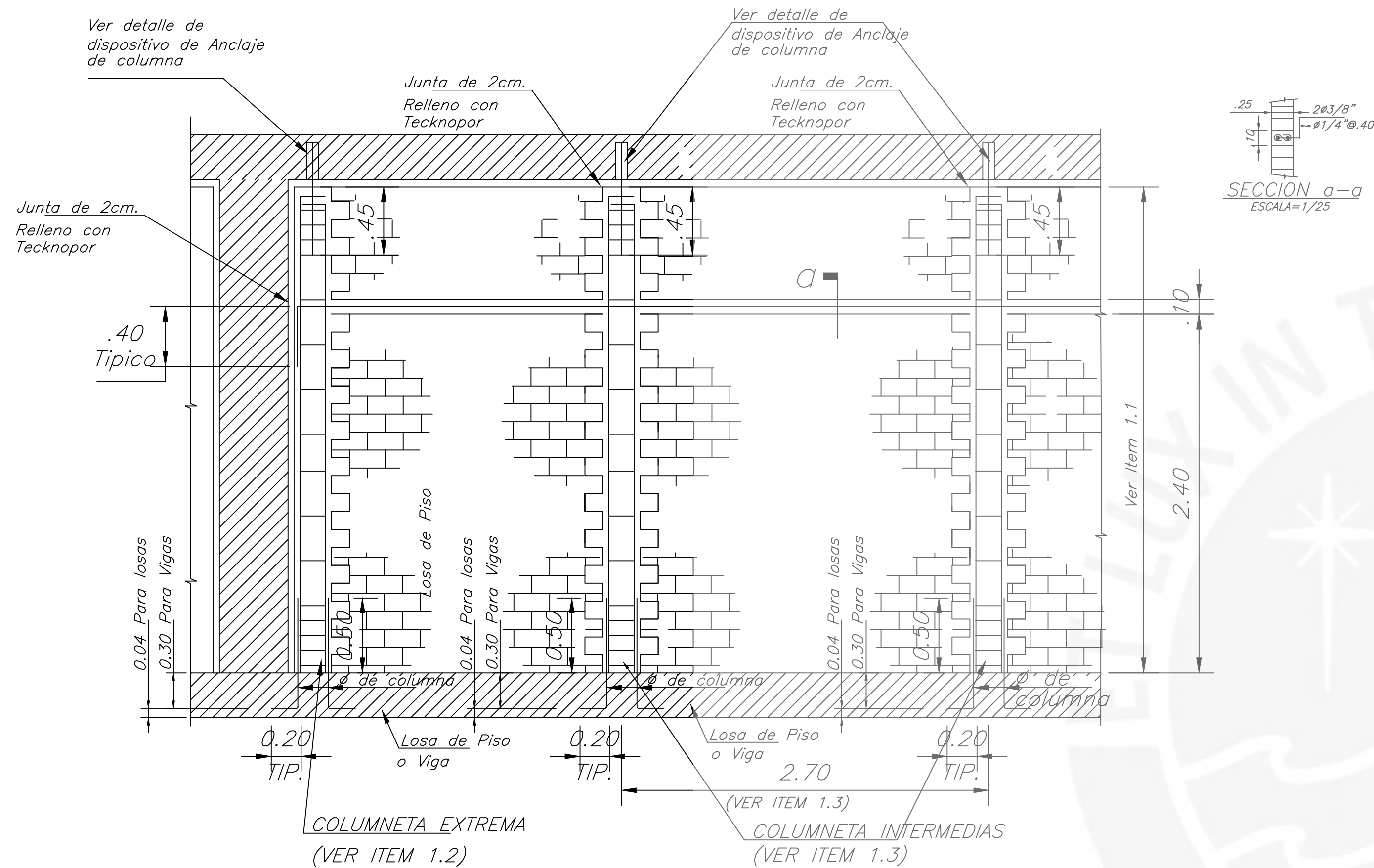


## ESPECIFICACIONES PARA TABIQUES DE ALBAÑILERIA $e=0.15$

- 1.- LOS MUROS DE TABIQUERIA SERAN CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE ALBAÑILERIA TIPO PANDERETA
- 2.- EL MORTERO SERA EN PROPORCION: CEMENTO-ARENA 1:5 CON JUNTAS ENTRE HILADAS DE 1 CM CON MAXIMA VARIACION DE  $\pm 2mm$ .

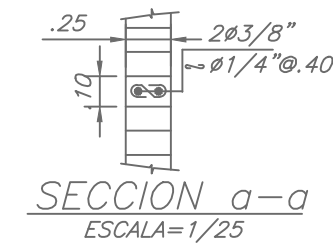
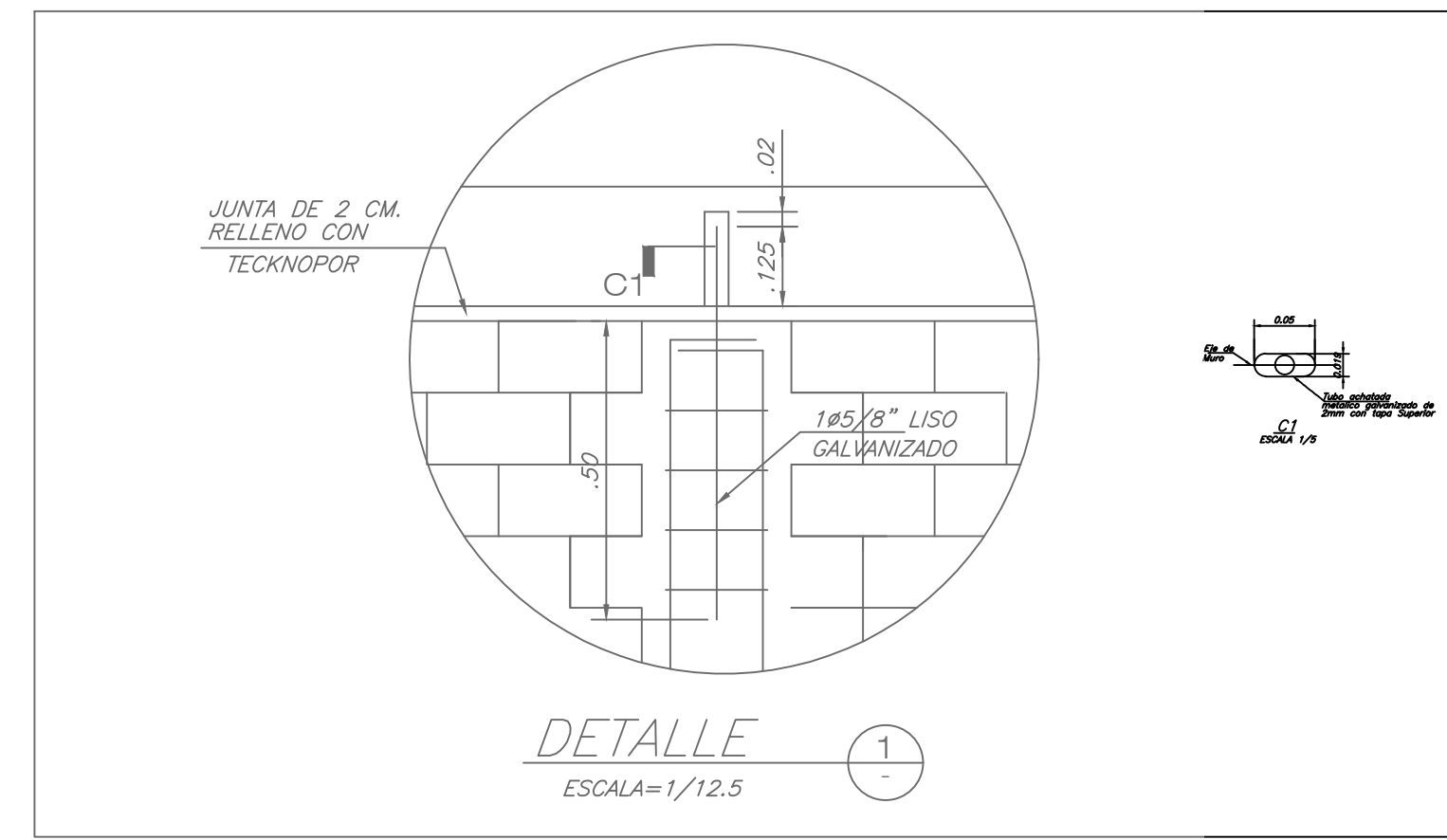
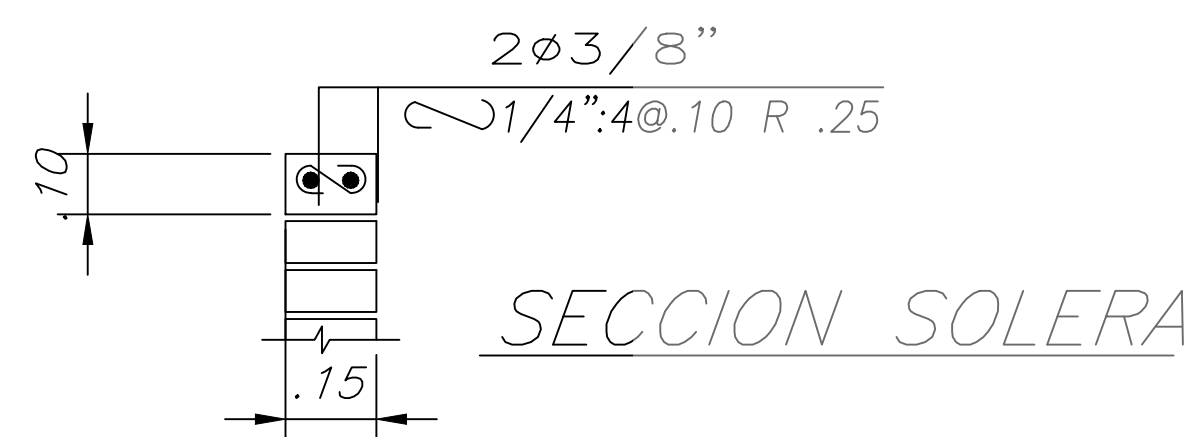
### A.-ARRIOSTRE DE ALBAÑILERIA

- 1.- LOS MUROS DE TABIQUERIA Y DE CERCO ESTARAN ARRIOSTRADOS POR COLUMNETAS DE LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

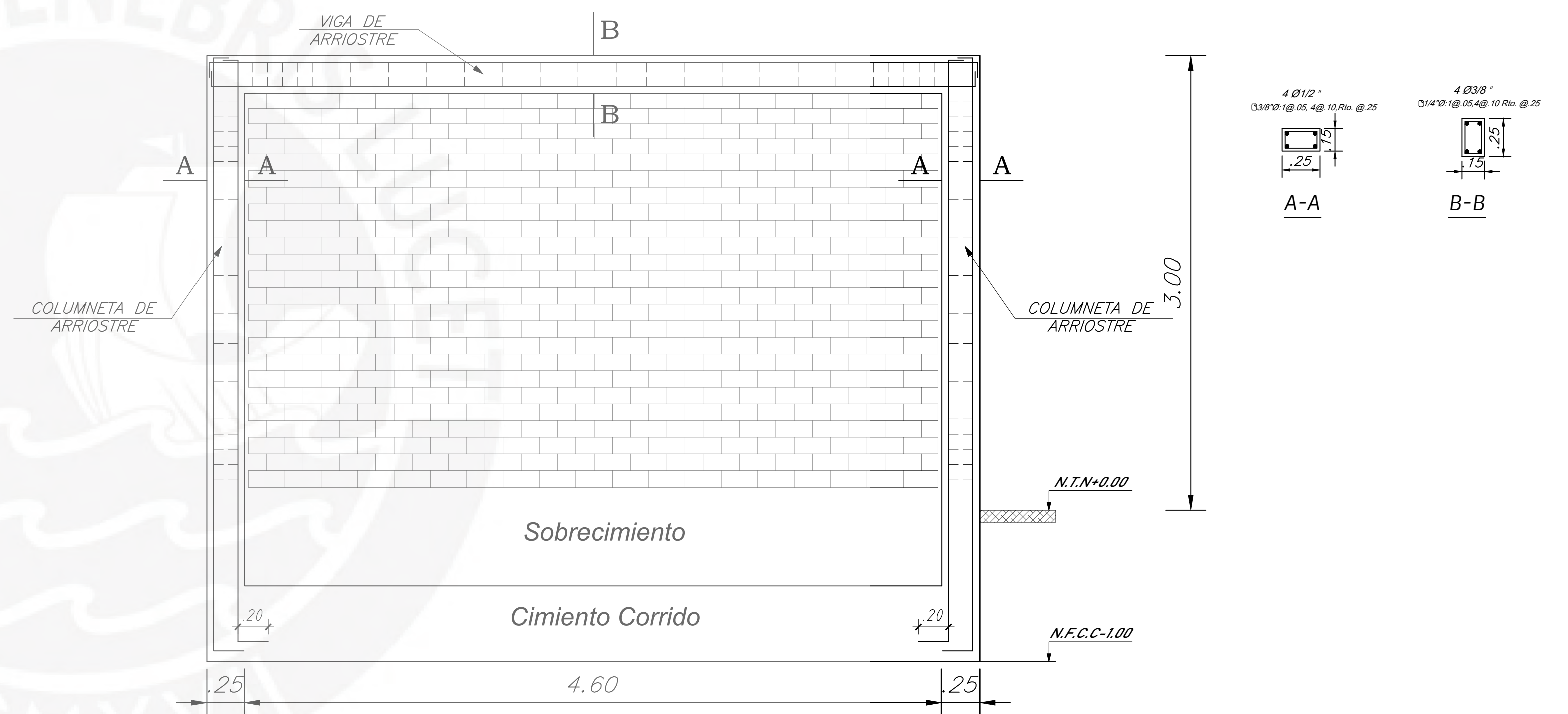


ELEVACION TIPICA DE COLUMNAS DE AMARRE

- 1.1 COLUMNETAS DE  $0.15 \times 0.25$  CON 4 BARRAS CORRUGADAS DE  $\phi 3/8"$ . Y ESTRIBOS DE  $1/4"$  ESPACIADOS  $4 @ 0.10$  Y RESTO A  $0.30$
  - 1.2 LAS COLUMNETAS ESTARAN UBICADAS EN LOS EXTREMOS LIBRES DE TABIQUERIA
  - 1.3 SI LA DISTANCIA ENTRE DOS COLUMNETAS ES MENOR A  $2.70$  M. SE PODRA OMITIR LAS COLUMNETAS EN LAS INTERSECCIONES INTERMEDIAS
  - 1.4 CUANDO LAS COLUMNAS ARRANCAN EN LOSAS ALIGERADAS SE RETIRAN LOS LADRILLOS EN UNA AREA DE  $0.40 \times 0.40$
  - 1.5 LAS COLUMNETAS SERAN VACIADAS DESPUES DE HABER DESENCOFRADO LAS LOSAS Y VIGAS
- 2.-LOS MUROS DE TABIQUES QUE NO LLEGAN AL TECHO POR TENER UNA VENTANA SUPERIOR U OTRO VANO, TENDRAN UNA VIGA SOLERA EN SU PARTE SUPERIOR DE LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:
    - \* LA SOLERA SERA DE  $0.15$  DE ANCHO POR  $0.10$  DE ALTO CON DOS BARRAS DE  $3/8"$  DISPUESTAS CON ESTRIBOS EN FORMA DE S HORIZONTALES DE  $1/4"$ :  $4 @ 0.10$  Y EL RESTO  $@ 0.25$ .



## ESPECIFICACIONES PARA MURO CERCO $e=0.15$

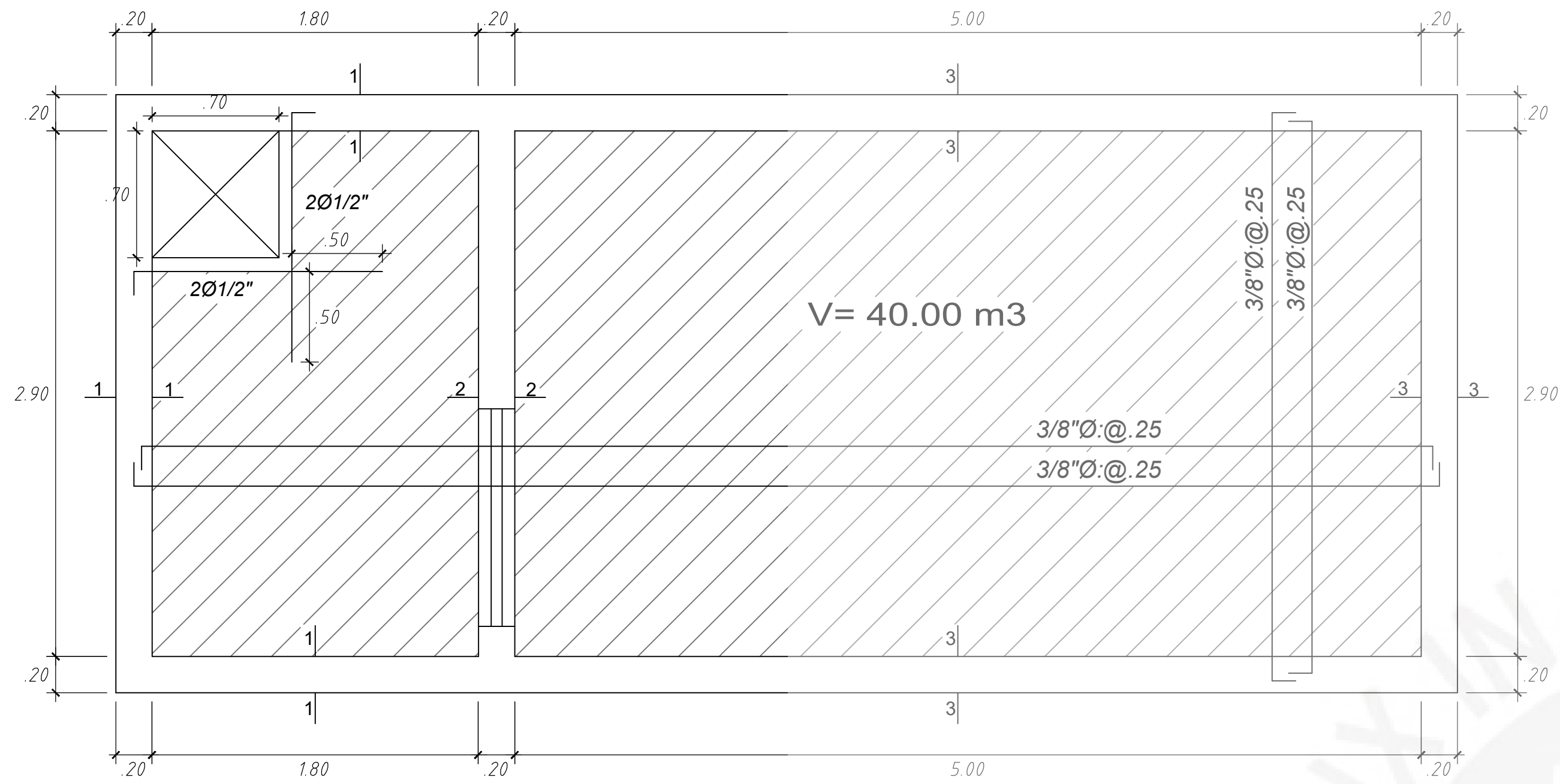


ELEVACION TIPICA DE MURO CERCO

- 1.- LOS MUROS DE CERCO SERAN CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE ALBAÑILERIA TIPO KING KONG
- 2.- VIGA DE ARRIOSTRE DE  $0.15 \times 0.25$  CON 4 BARRAS CORRUGADAS DE  $\phi 1/2"$ . Y ESTRIBOS DE  $1/4"$  ESPACIADOS  $1 @ 0.05$  Y RESTO A  $0.20$
- 3.- COLUMNETAS DE  $0.15 \times 0.25$  CON 4 BARRAS CORRUGADAS DE  $\phi 1/2"$ . Y ESTRIBOS DE  $3/8"$  ESPACIADOS  $1 @ 0.05$  Y RESTO A  $0.20$
- 4.- LAS COLUMNETAS ESTARAN UBICADAS EN LOS EXTREMOS LIBRES DEL MURO

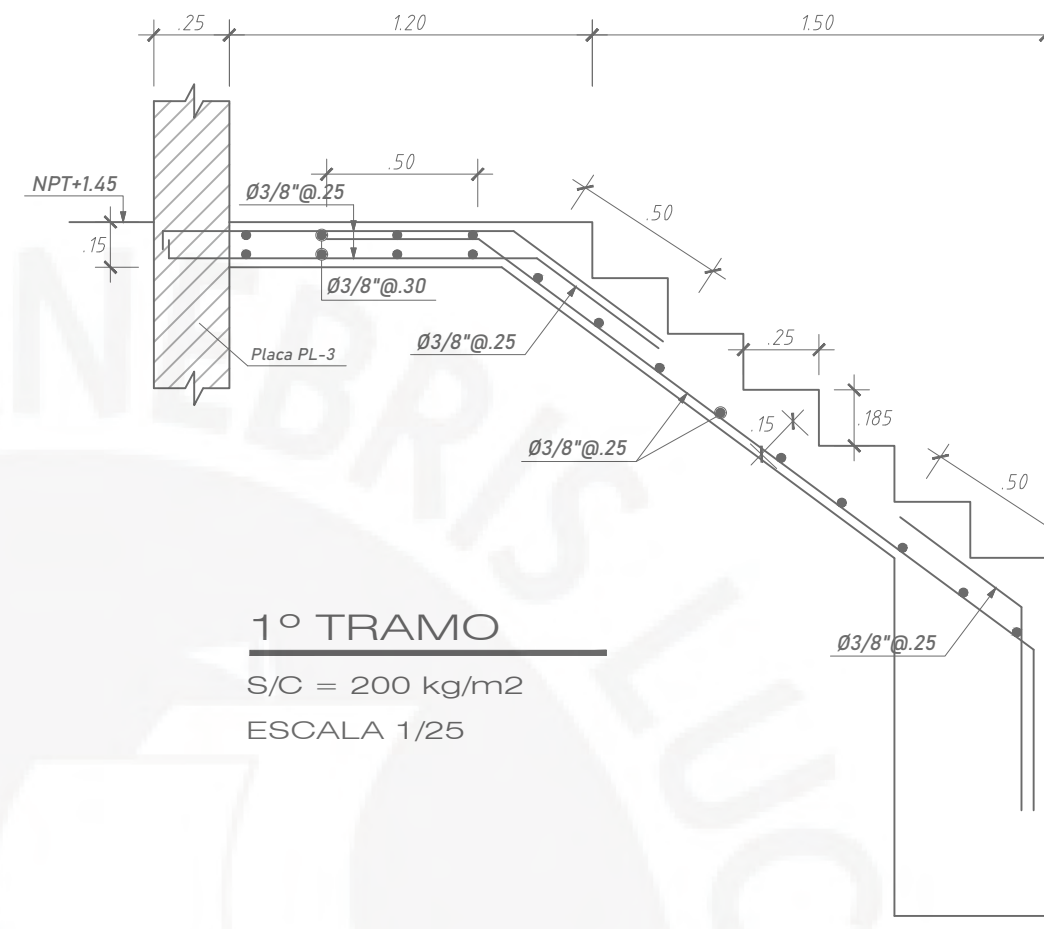
PROYECTO: <b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER <b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	DETALLE TIPICO DE TABIQUERIA Y CERCO DE ALBAÑILERIA	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ESTRUCTURA	INDICADA	JUNIO 2020	
			<b>E-04</b>



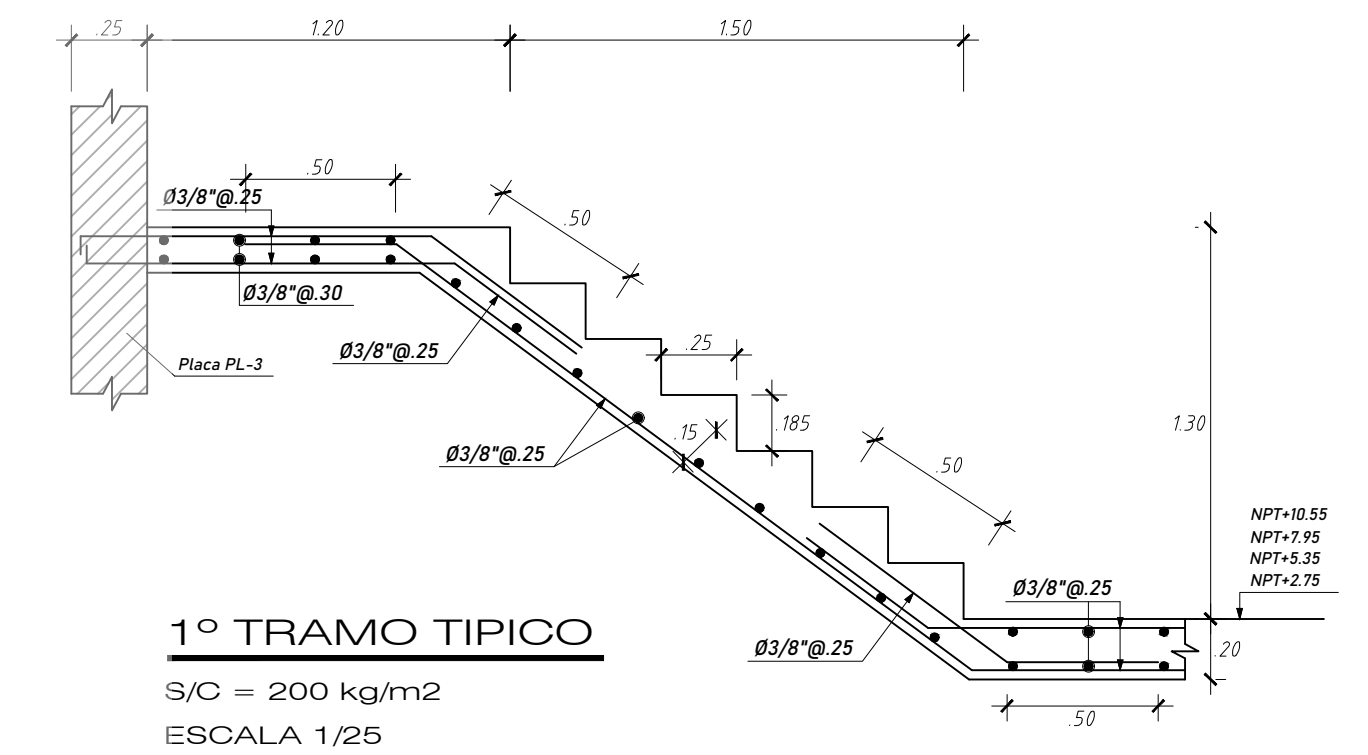


**PLANTA DE CISTERNA**

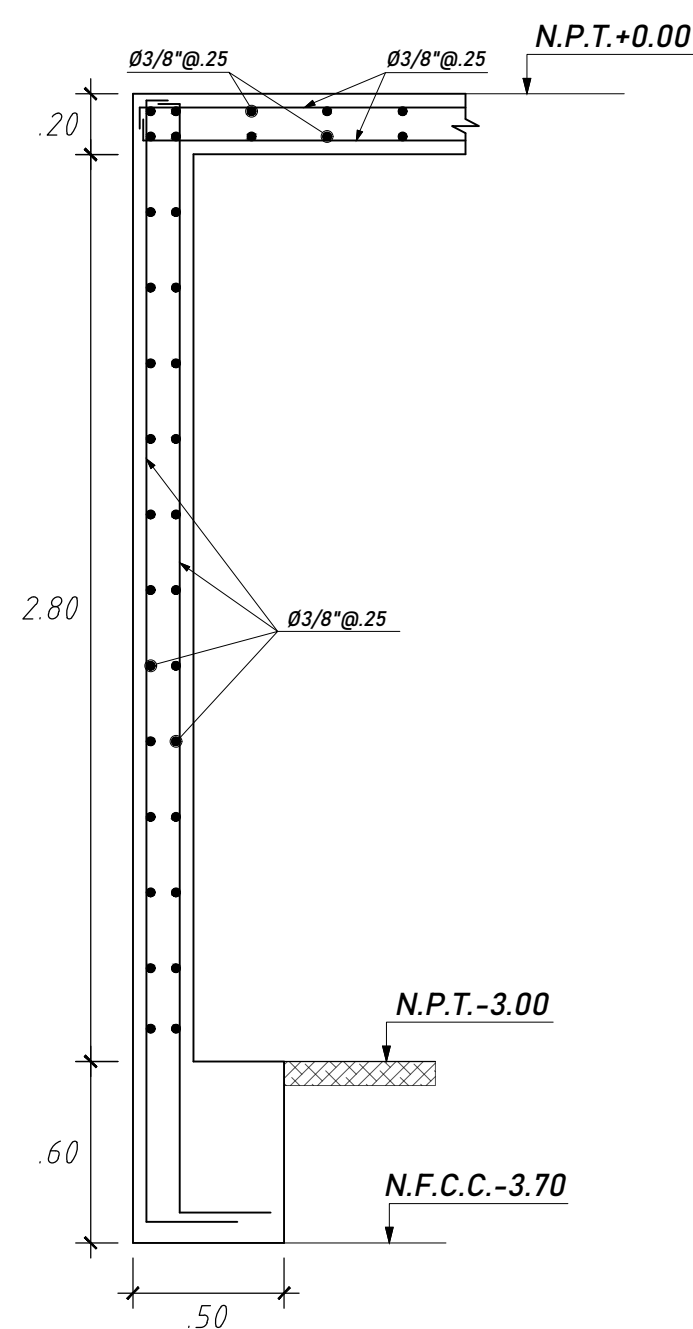
S/C=250 kg/m2  
ESCALA 1/25



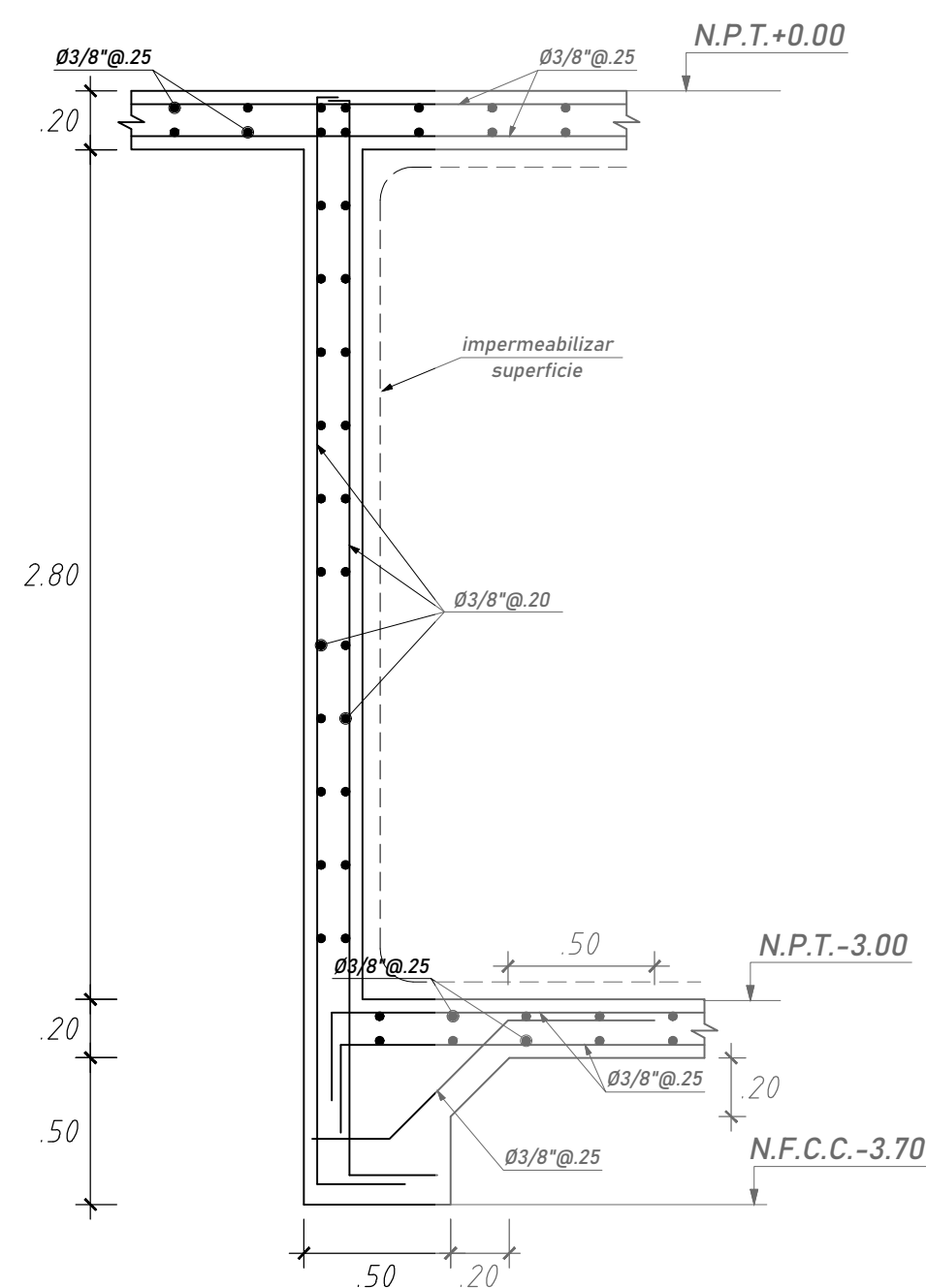
**1º TRAMO**  
S/C = 200 kg/m2  
ESCALA 1/25



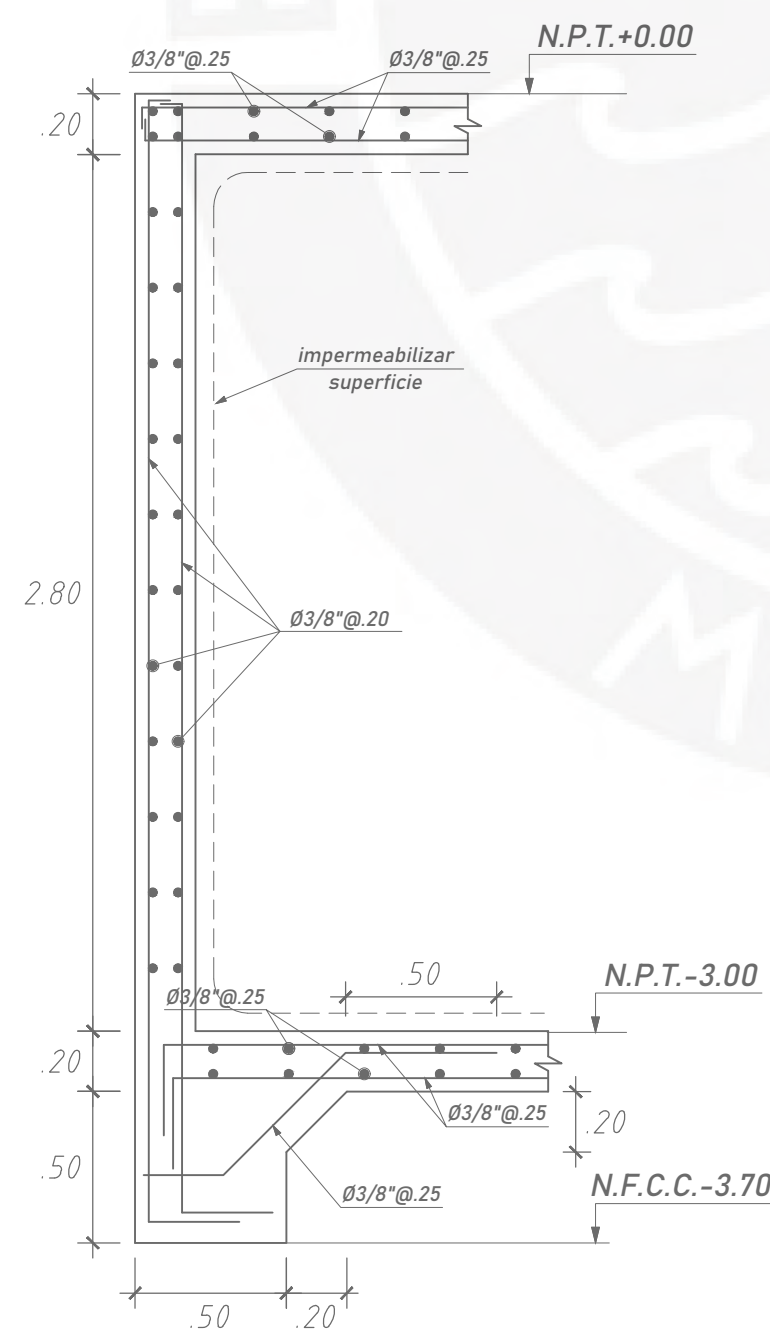
**1º TRAMO TIPICO**  
S/C = 200 kg/m2  
ESCALA 1/25



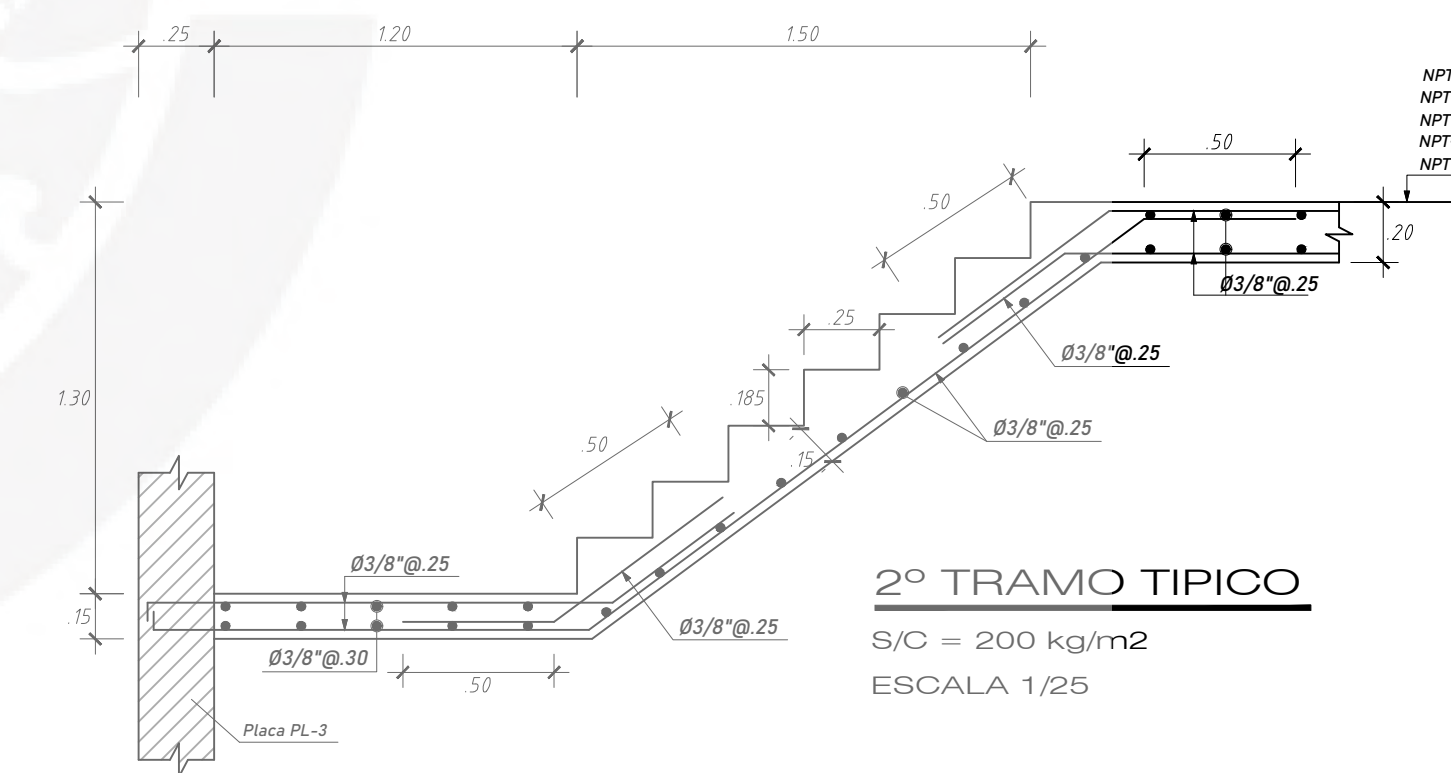
**CORTE 1-1**  
ESCALA 1/25




**CORTE 2-2**  
ESCALA 1/25

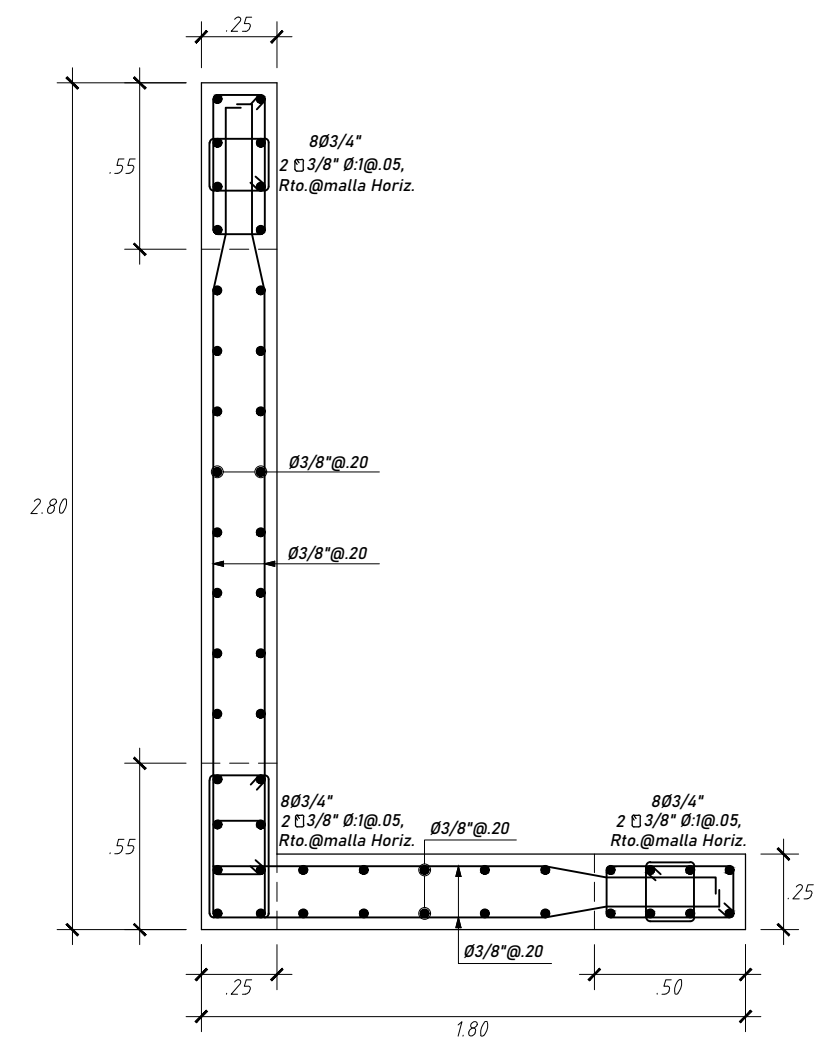


**CORTE 3-3**  
ESCALA 1/25

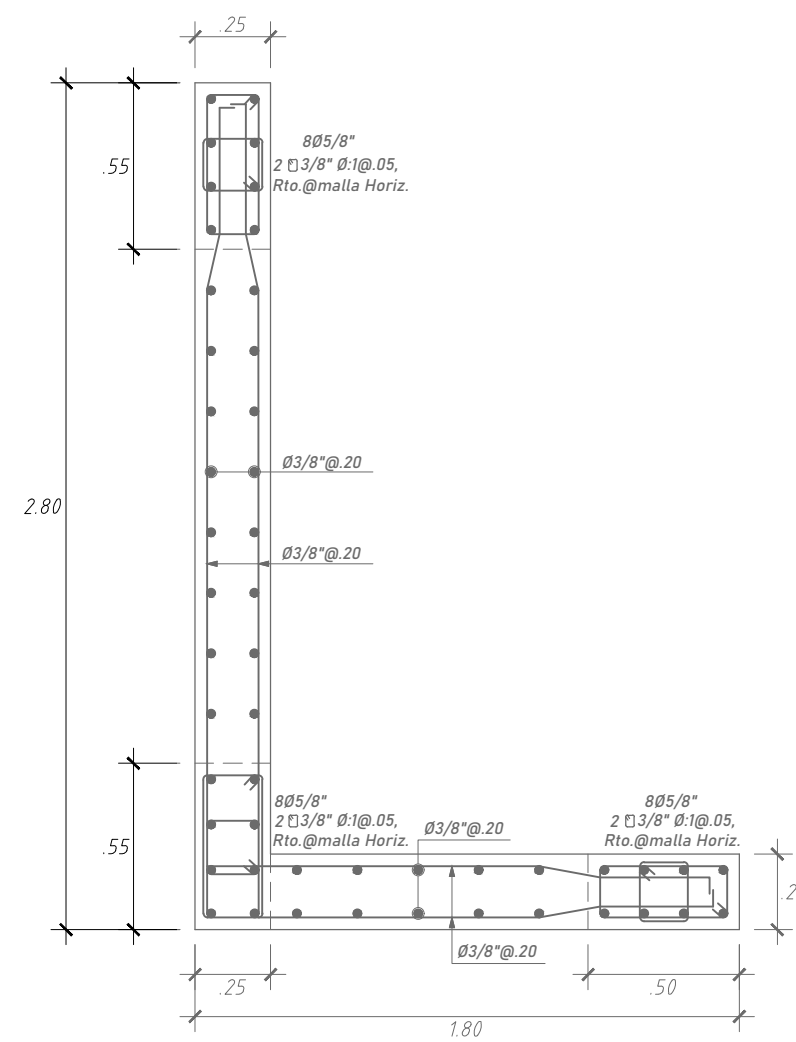


**2º TRAMO TIPICO**  
S/C = 200 kg/m2  
ESCALA 1/25

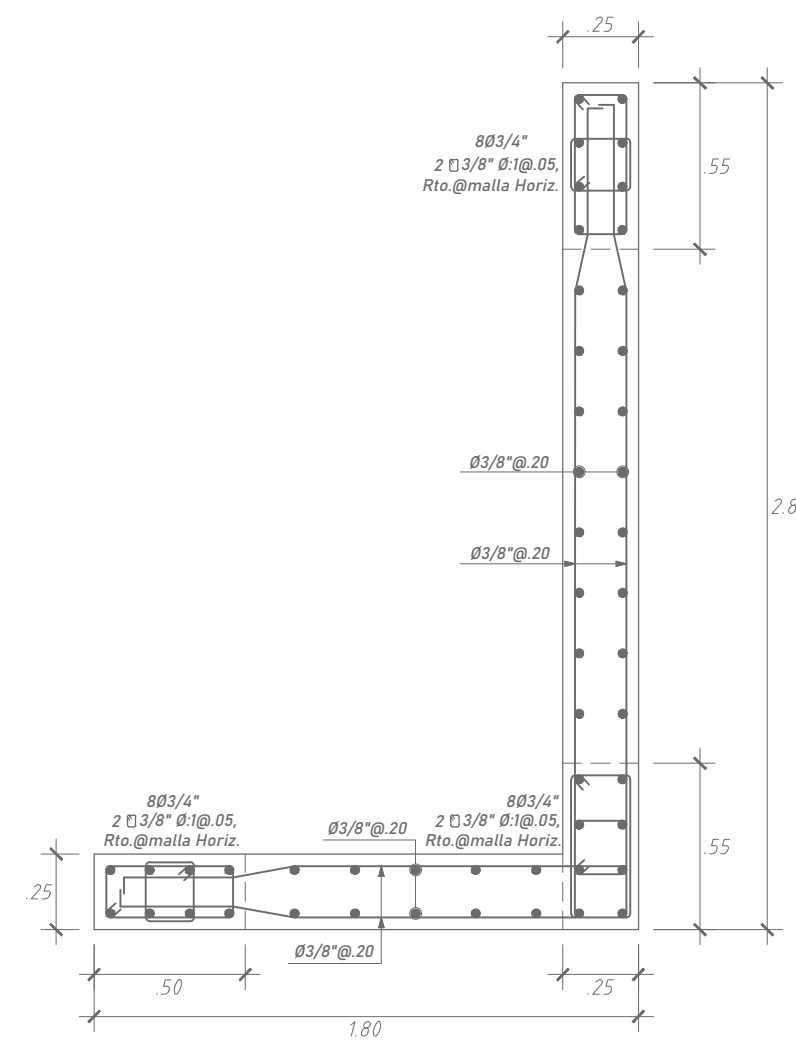
PROYECTO:			
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER			
<b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	CISTERNA Y DESARROLLO DE ESCALERA	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ESTRUCTURA	1/25	JUNIO 2020	<b>E-05</b>



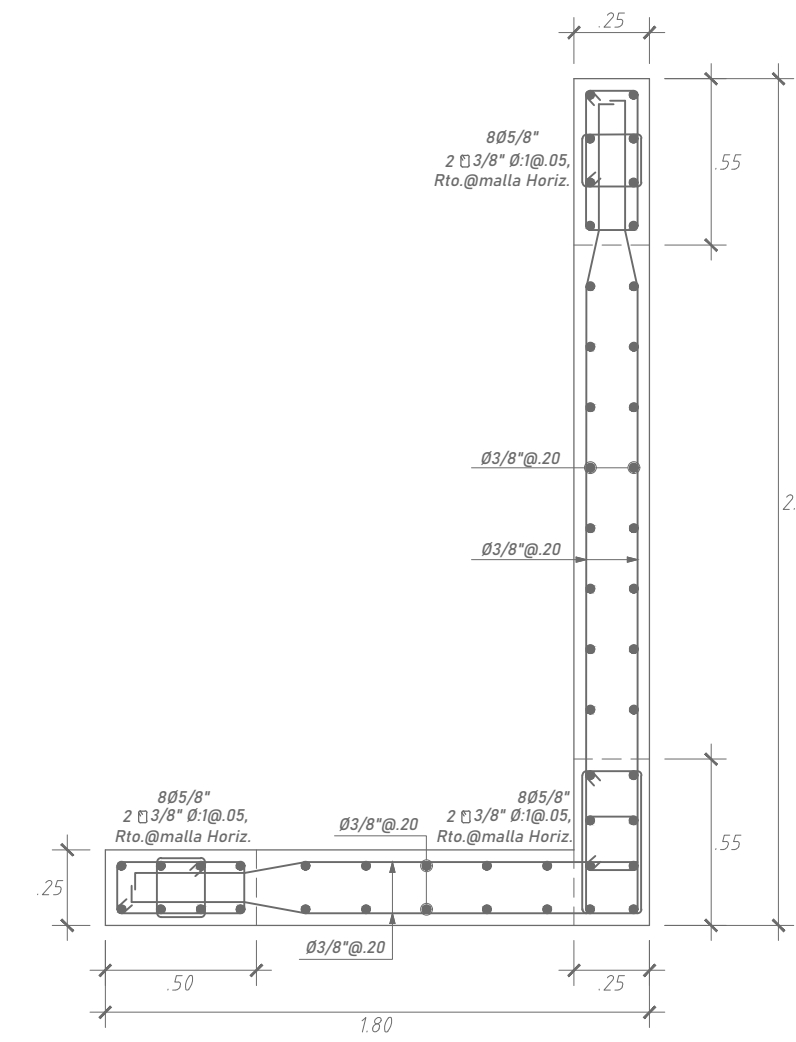
PL-1 (1er al 3er piso)



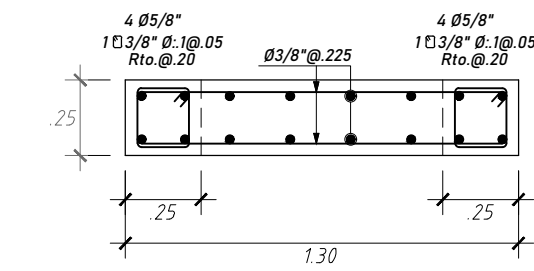
PL-1 (4to al 6to piso)



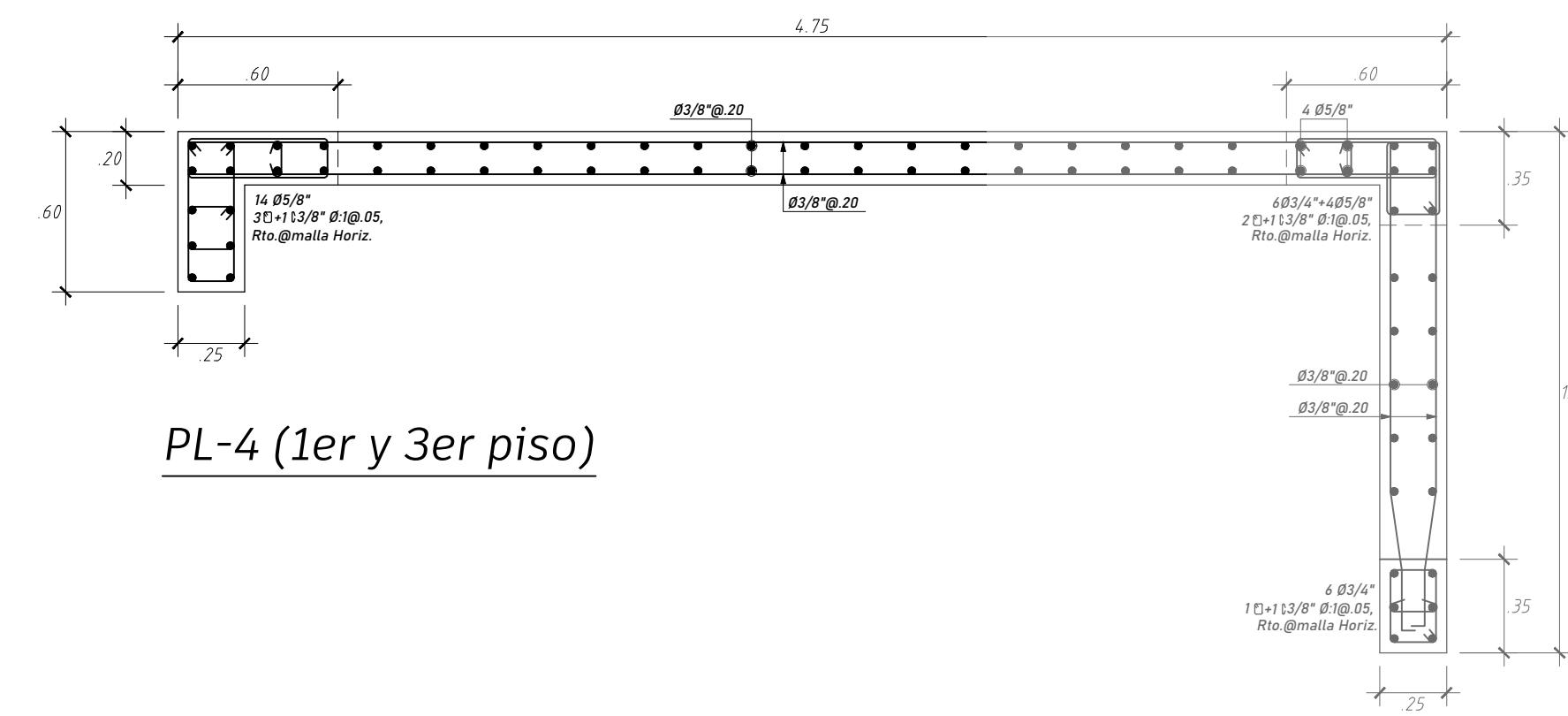
PL-1A (1er al 3er piso)



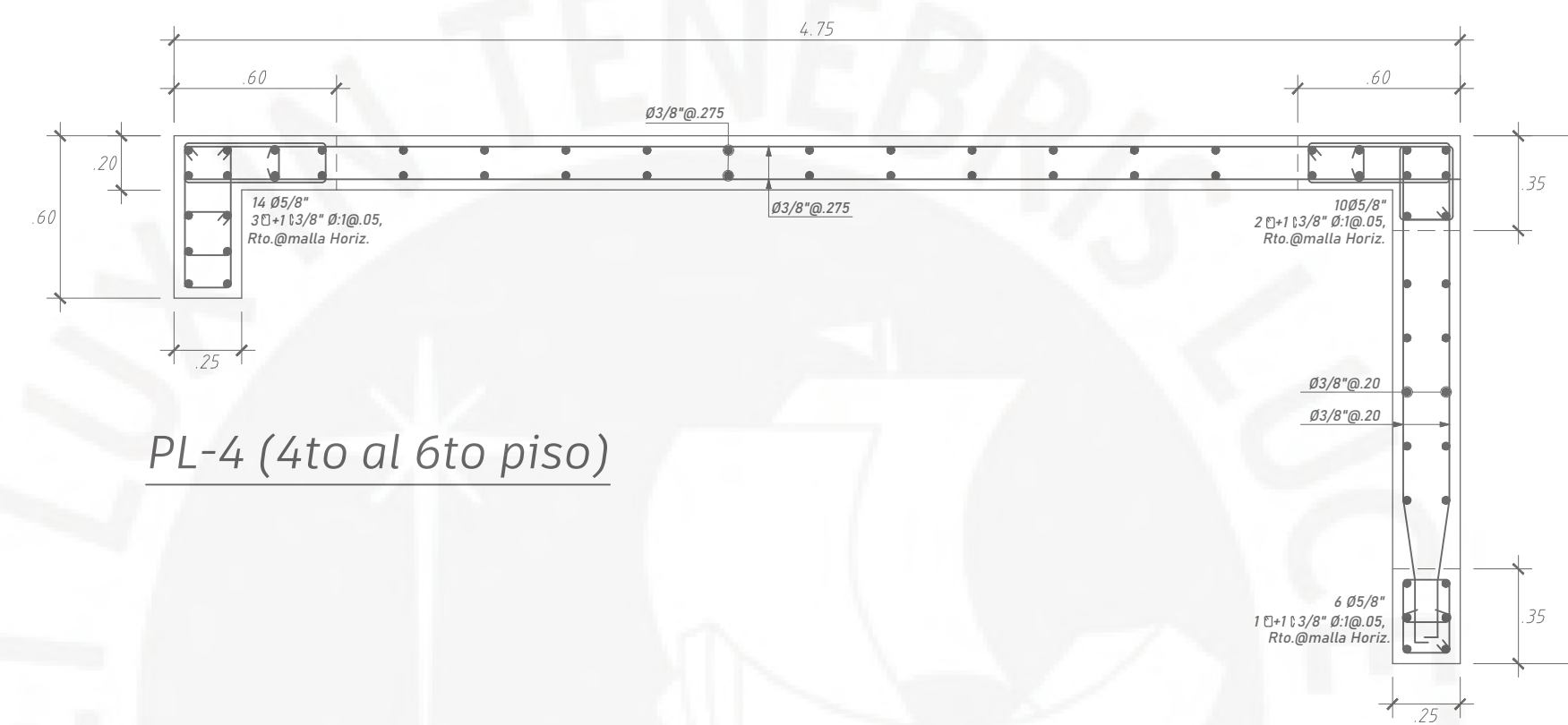
PL-1A (4to al 6to piso)



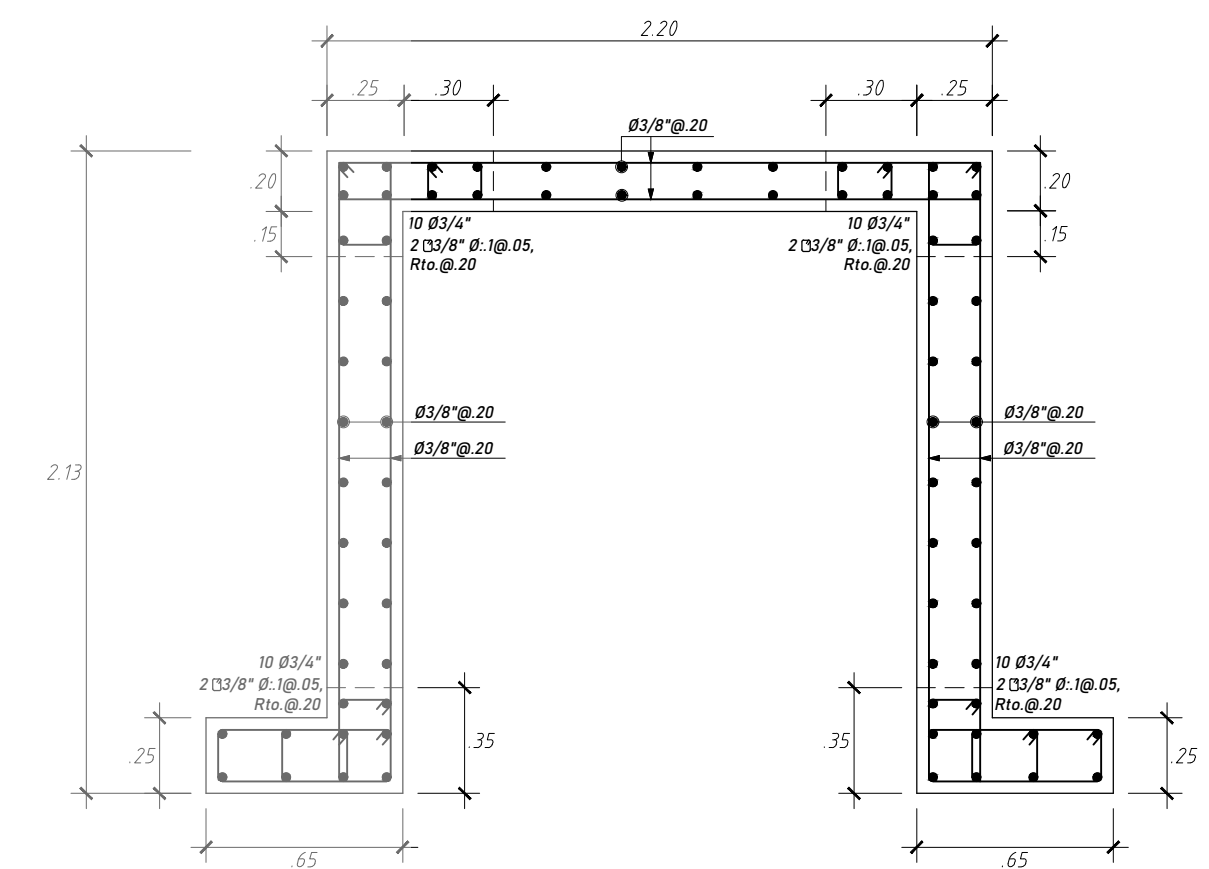
PL-2 (1er al 6to piso)



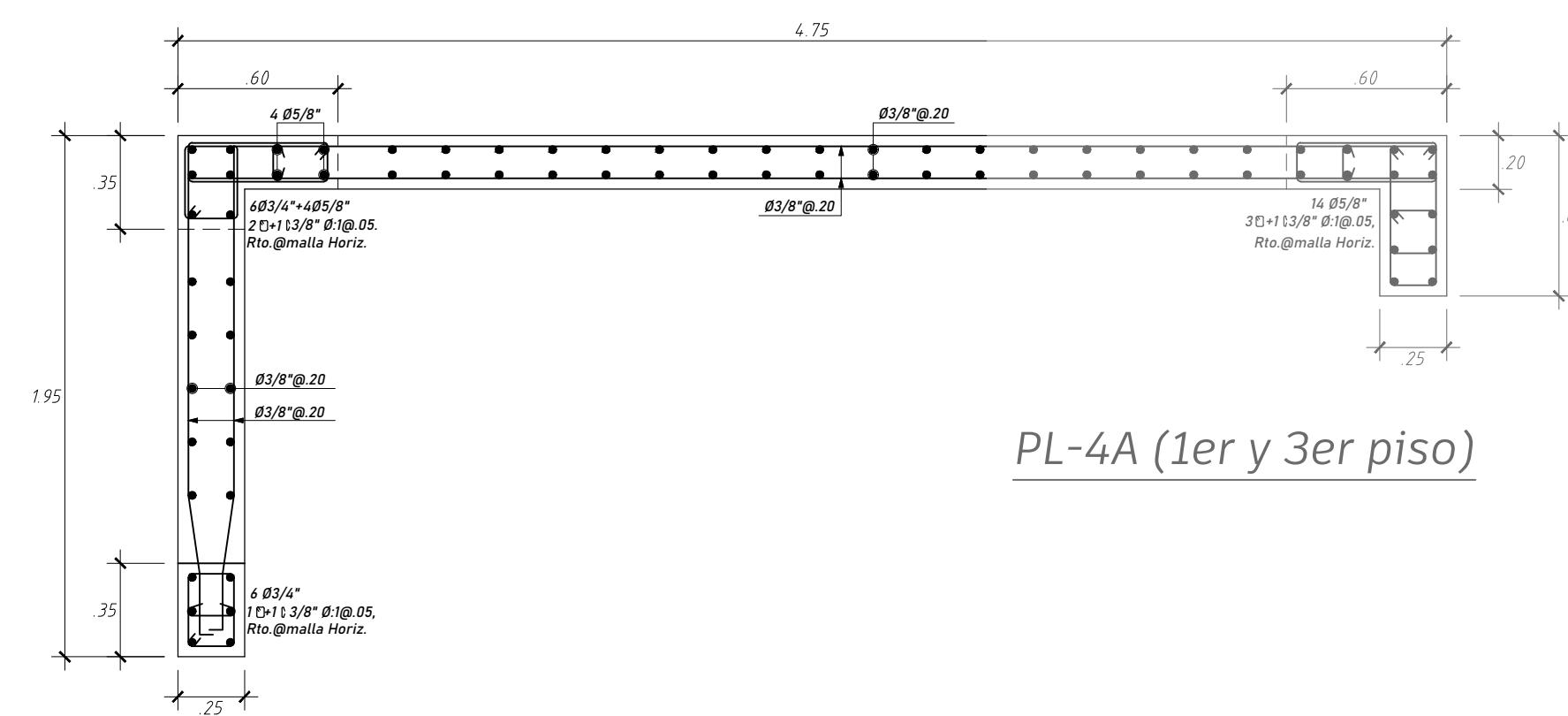
PL-4 (1er y 3er piso)



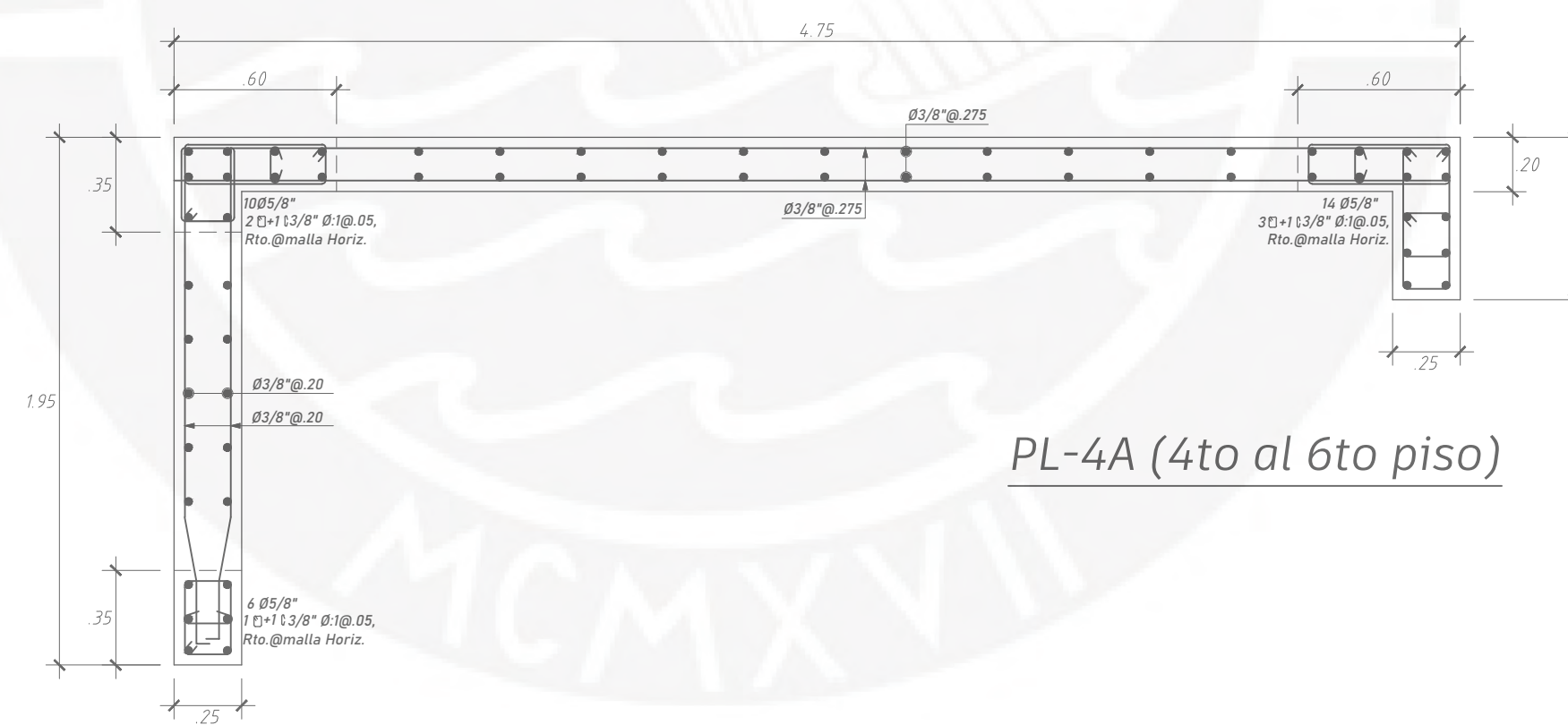
PL-4 (4to al 6to piso)



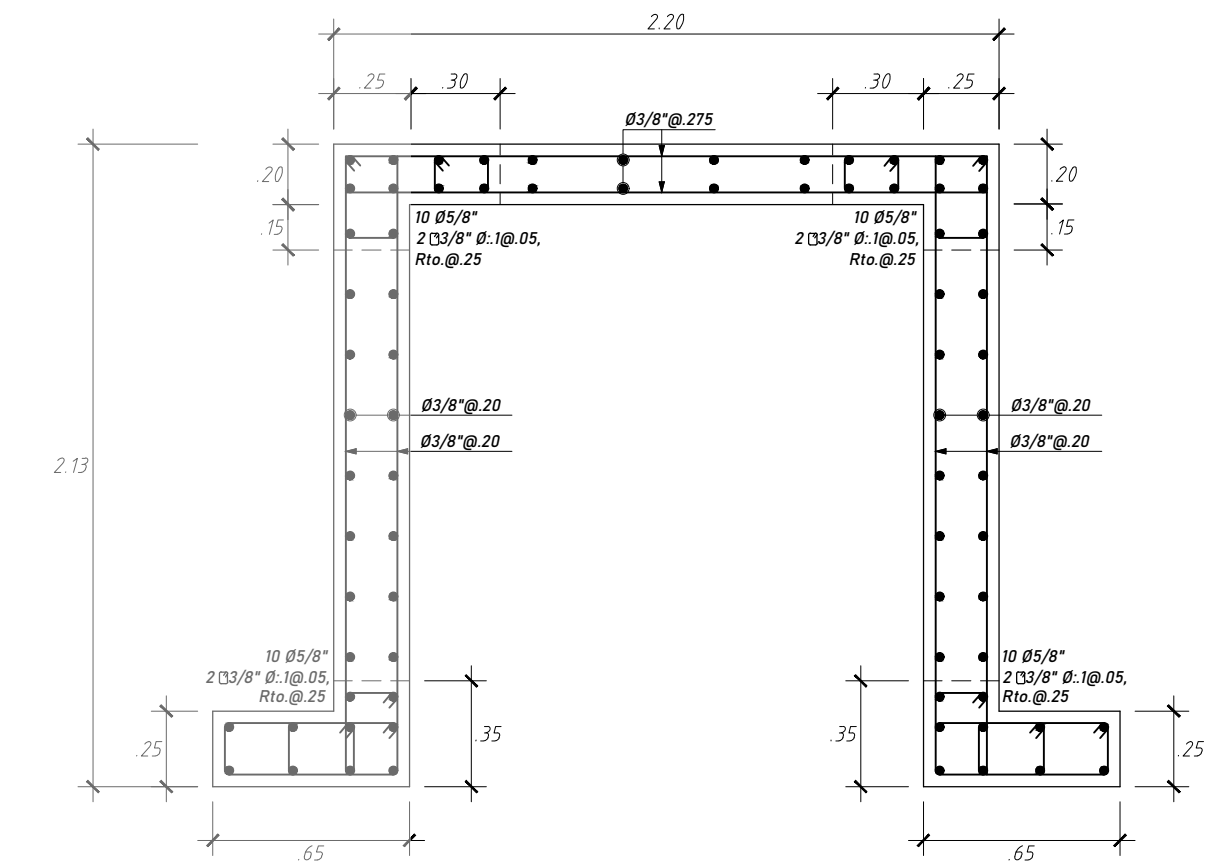
PL-6 (1er al 3er piso)



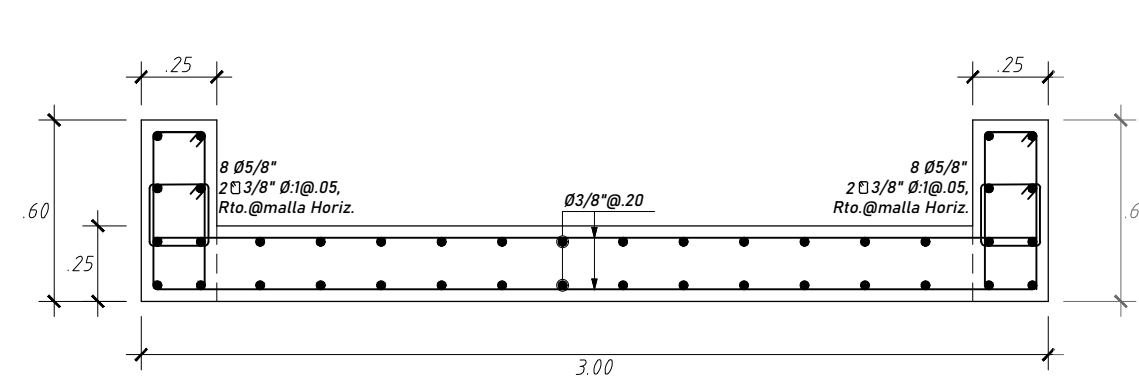
PL-4A (1er y 3er piso)



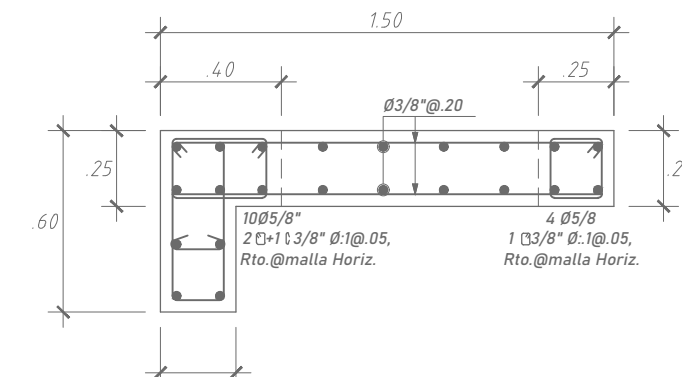
PL-4A (4to al 6to piso)



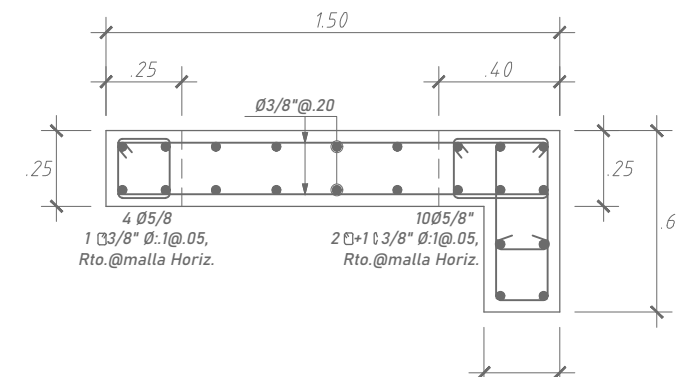
PL-6 (4to al 6to piso)



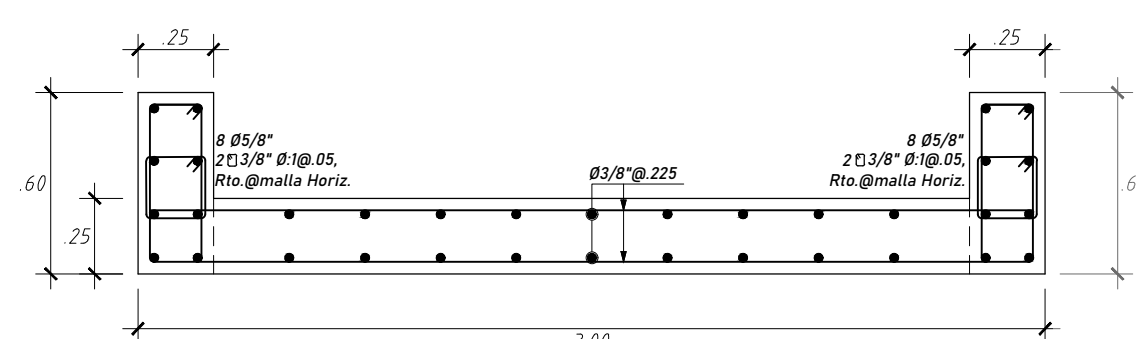
PL-3 (1er al 3er piso)



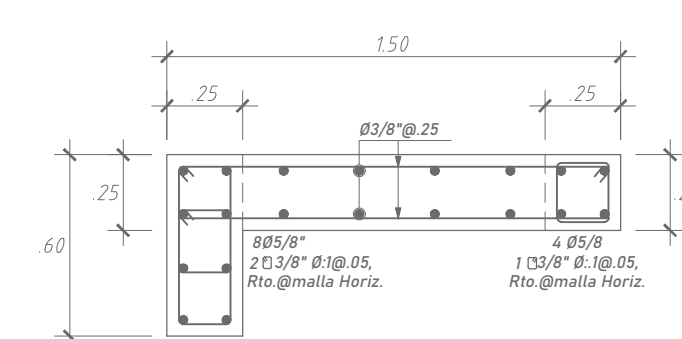
PL-5 (1er al 3er piso)



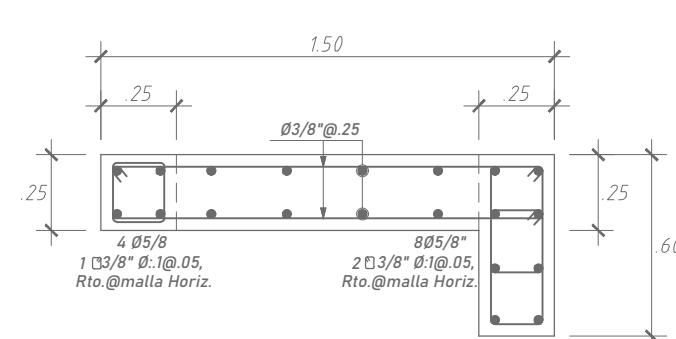
PL-5A (1er al 3er piso)



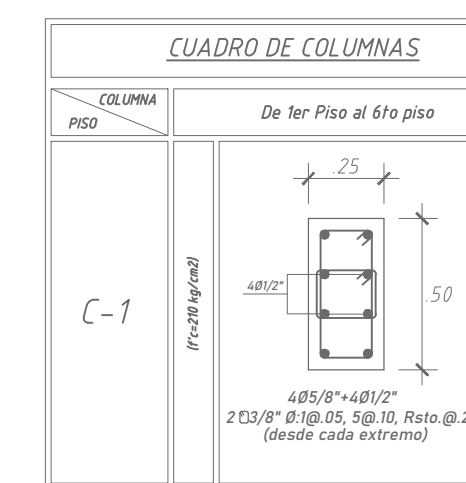
PL-3 (4to al 6to piso)




PL-5 (4to al 6to piso)

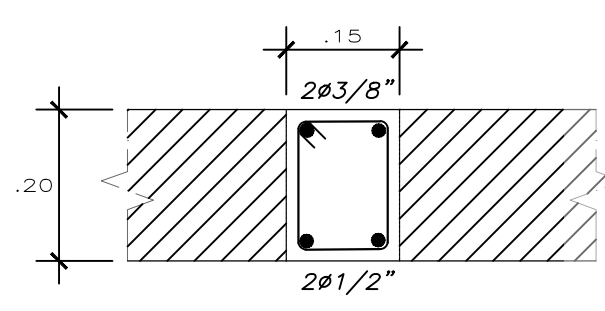
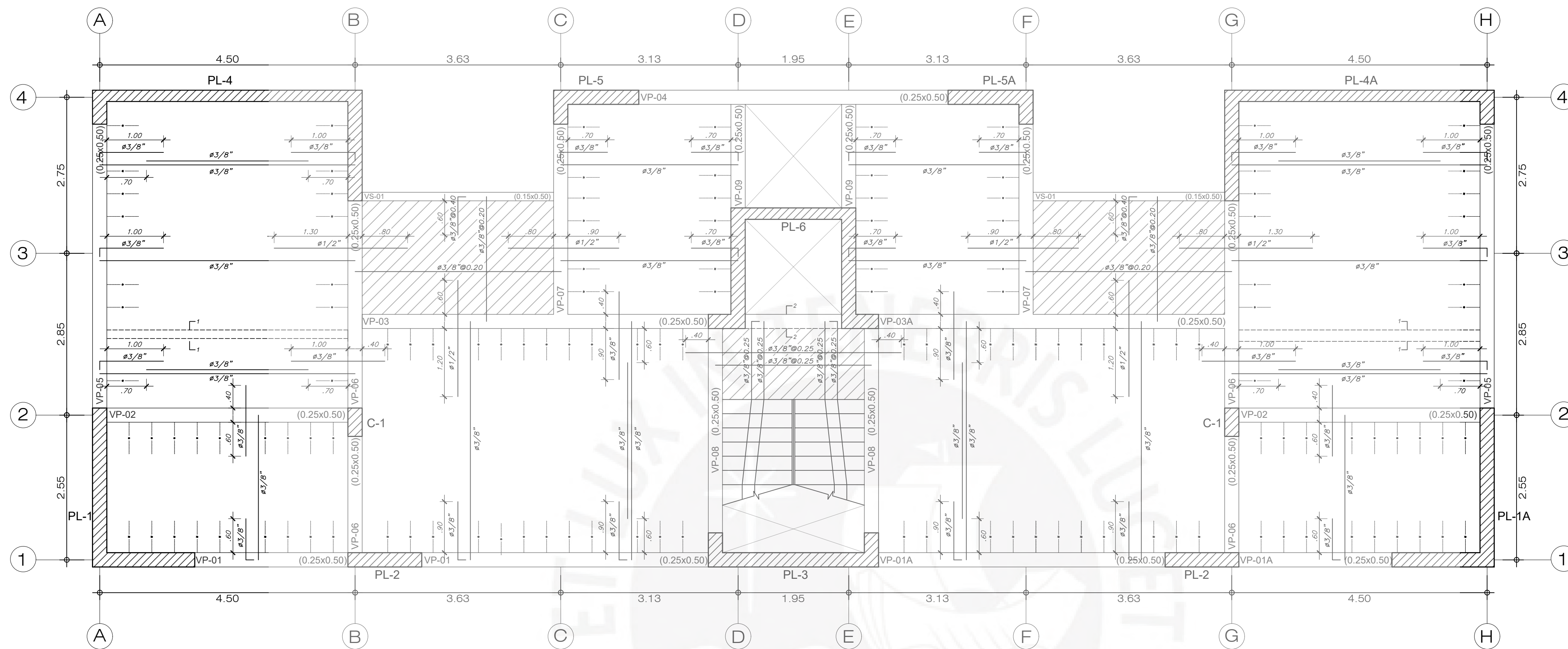


PL-5A (4to al 6to piso)

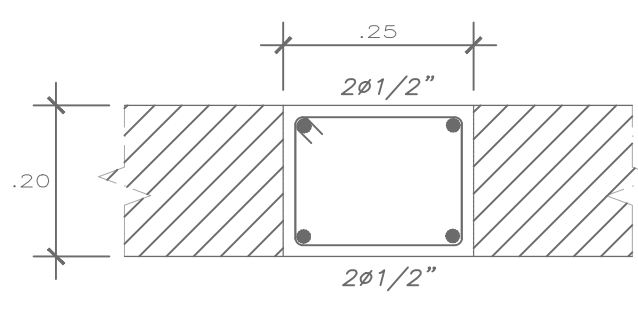


PROYECTO:			
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
<b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	CUADRO DE PLACAS Y COLUMNAS	
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	E-06
ESTRUCTURA	1/25	JUNIO 2020	

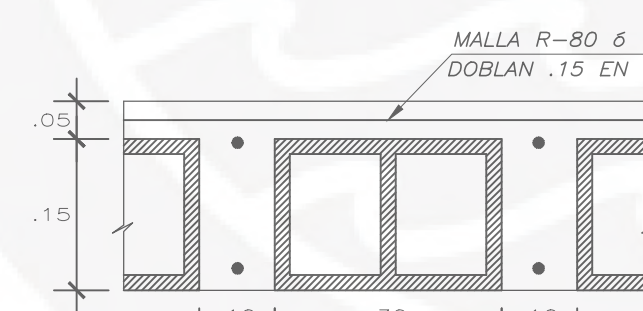




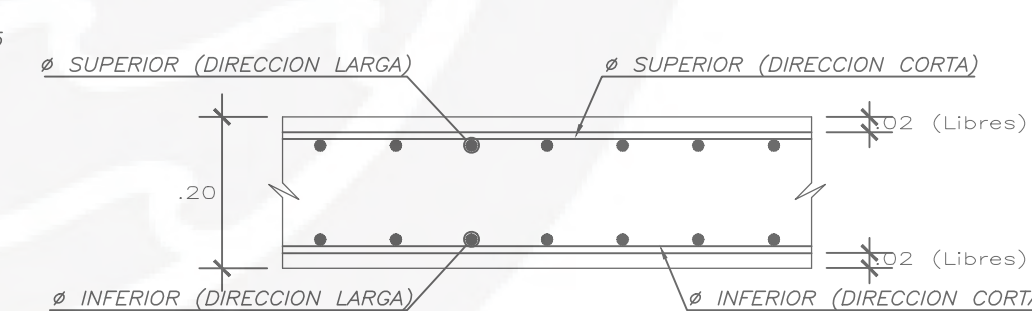
CORTE 1-1  
ESC 1/10



CORTE 2-2  
ESC 1/10



ALIGERADO h=.20 mt.  
ESC 1/10



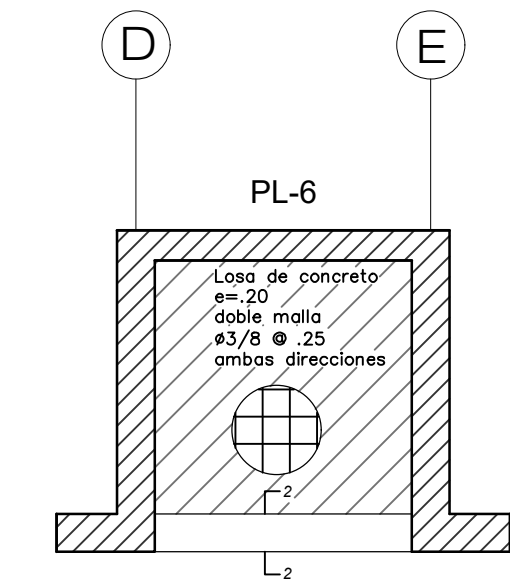
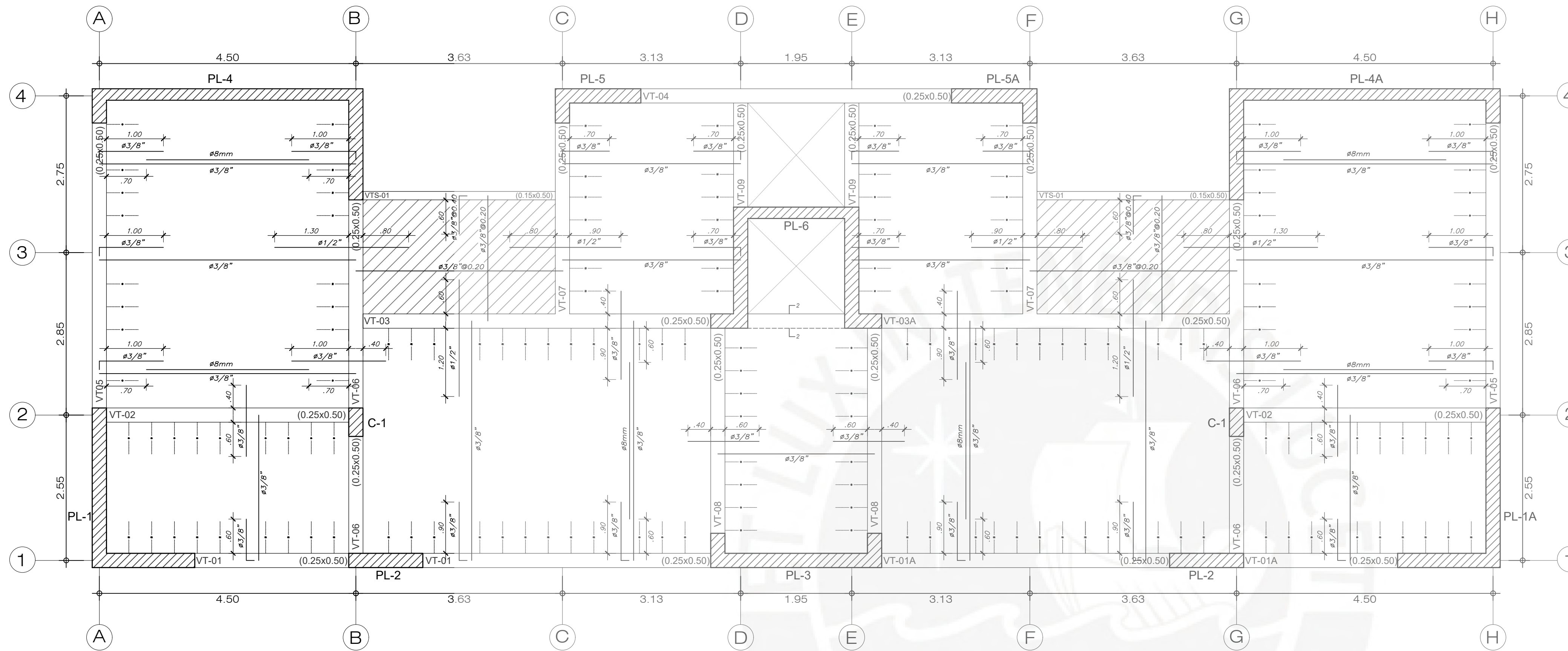
DETALLE TIPICO LOSA h=.20  
ESC 1/10

### ENCOFRADO PISO TIPICO (1° AL 5° PISO)

ALIGERADO H=0.20 m  
LOSA MACIZA H=0.20 m  
S/C=200 kg/m<sup>2</sup>  
ESCALA 1/50

LEYENDA	
	ALIGERADO h=.20
	LOSA MACIZA h=.20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

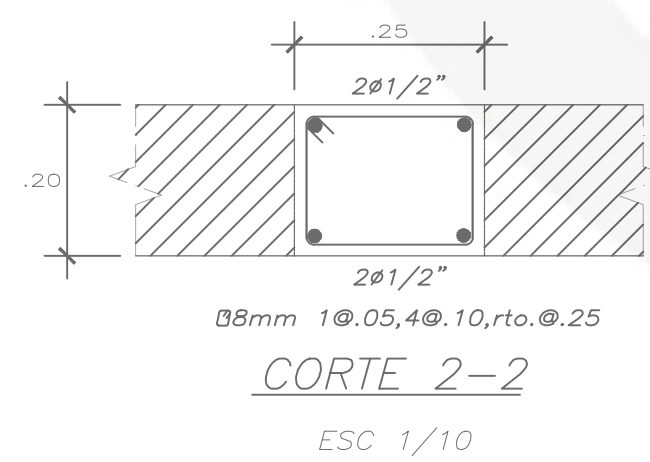
PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
JULIO BANCES CONTRERAS			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANQ:	ENCOFRADO PISO TIPICO (IER AL 5TO PISO)	
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	E-07
ESTRUCTURA	1/50	JUNIO 2020	



**ENCOFRADO TECHO ASCENSOR**  
N.P.T + 17.45

**ENCOFRADO AZOTEA (6° PISO)**

ALIGERADO H=0.20 m  
LOSA MACIZA H=0.20 m  
S/C=100 kg/m<sup>2</sup>  
ESCALA 1/50

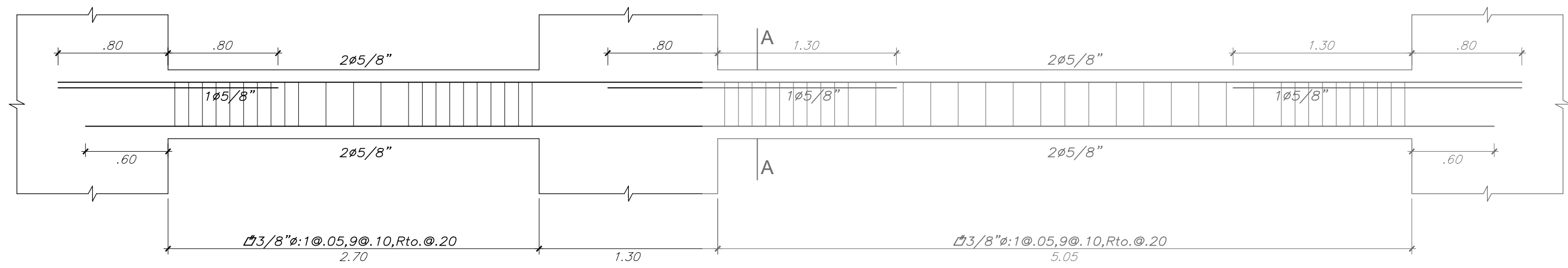


**LEYENDA**

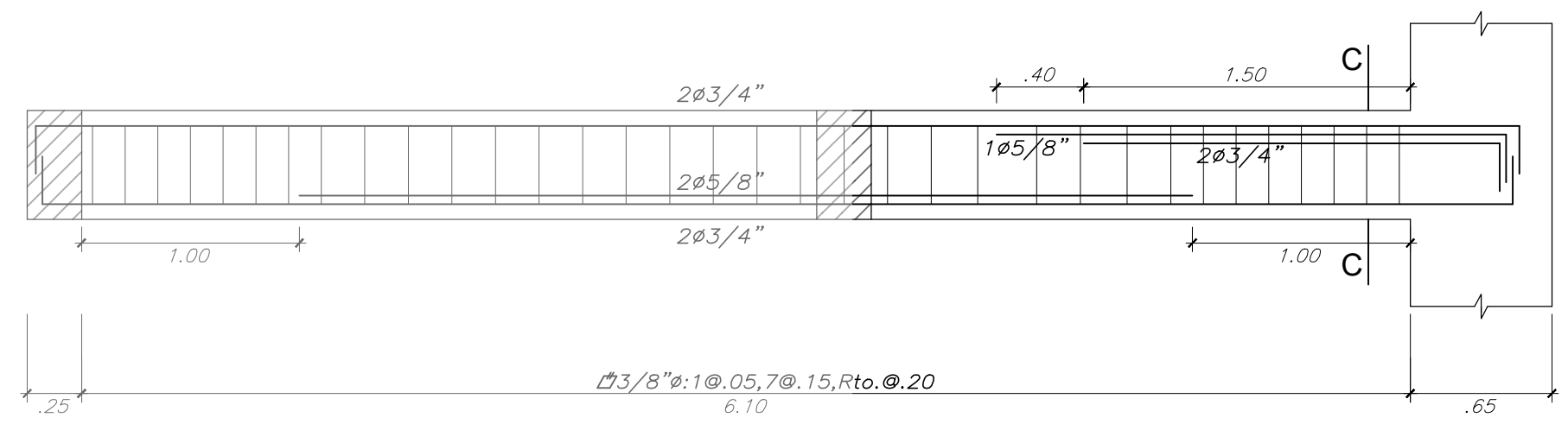
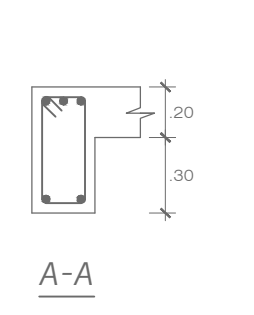
	ALIGERADO h=.20
	LOSA MACIZA h=.20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
JULIO BANCES CONTRERAS			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	ENCOFRADO DE AZOTEA (6TO PISO)	
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	E-08
ESTRUCTURA	1/50	JUNIO 2020	

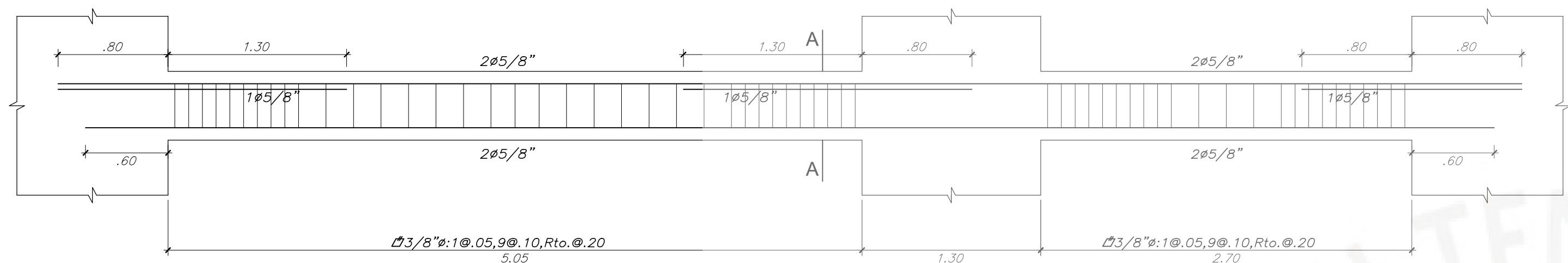
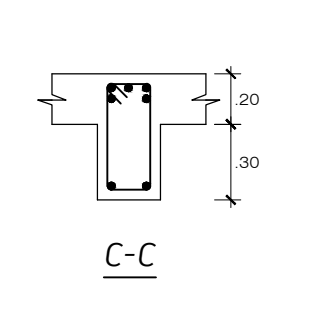




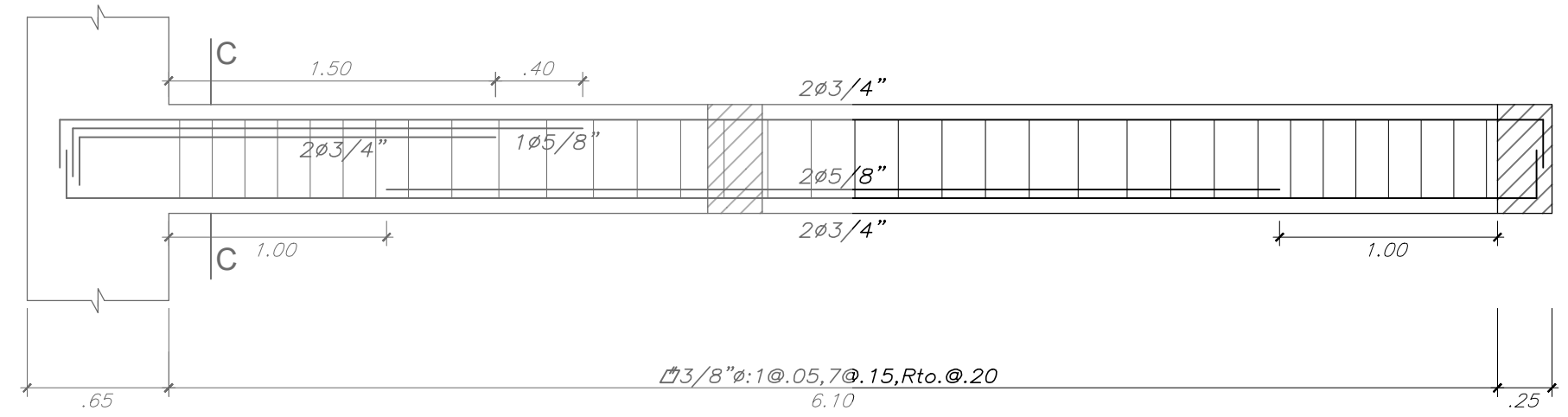
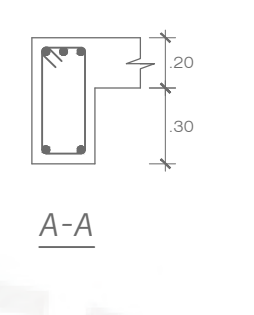
VIGA VP-01 (.25x.50)



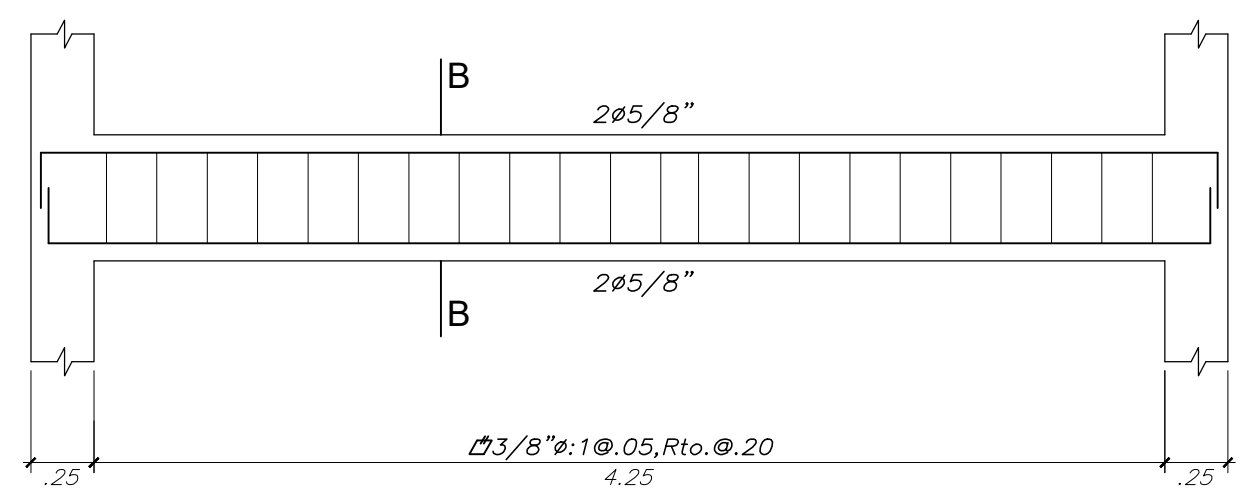
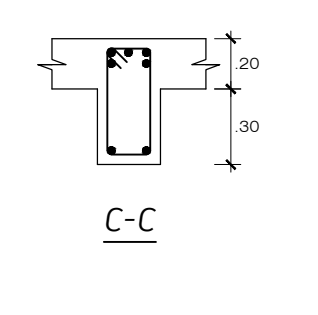
VIGA VP-03 (.25x.50)



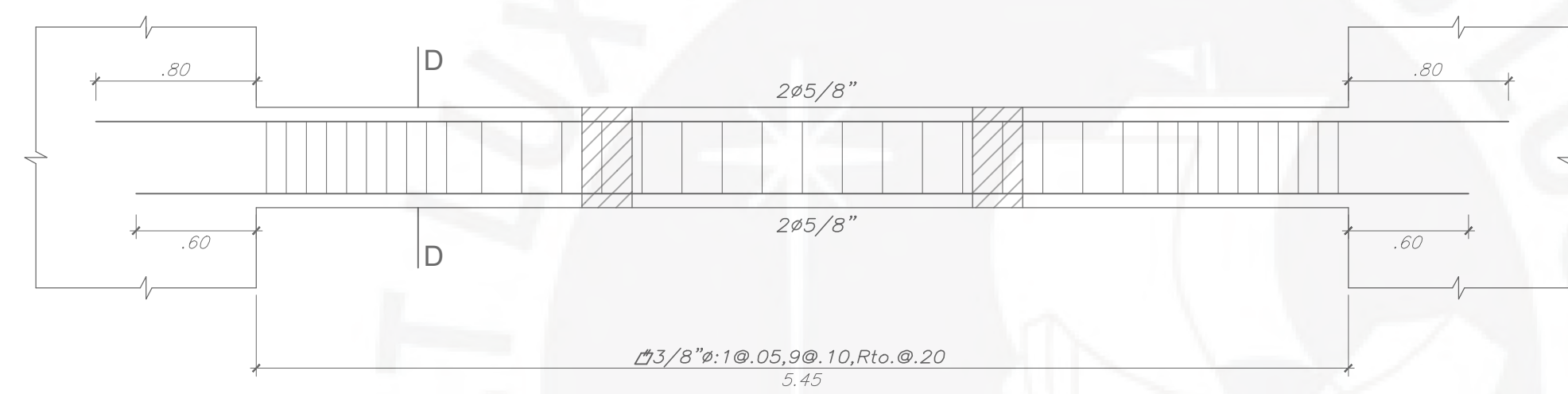
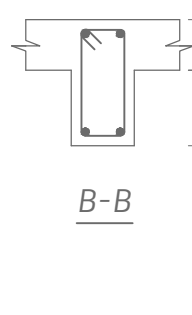
VIGA VP-01A (.25x.50)



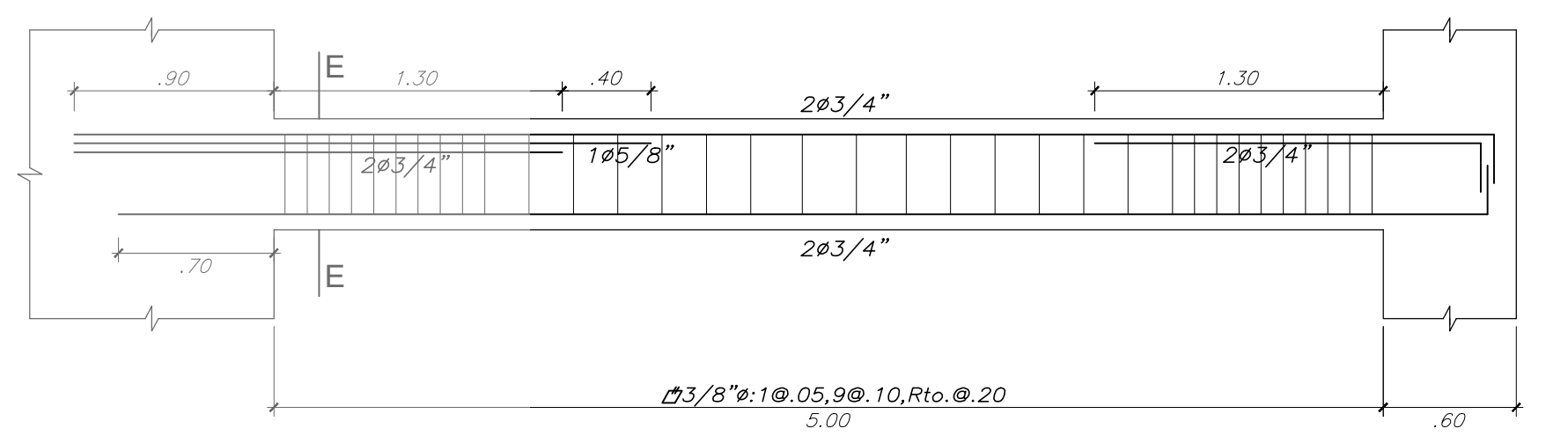
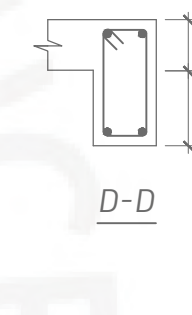
VIGA VP-03A (.25x.50)



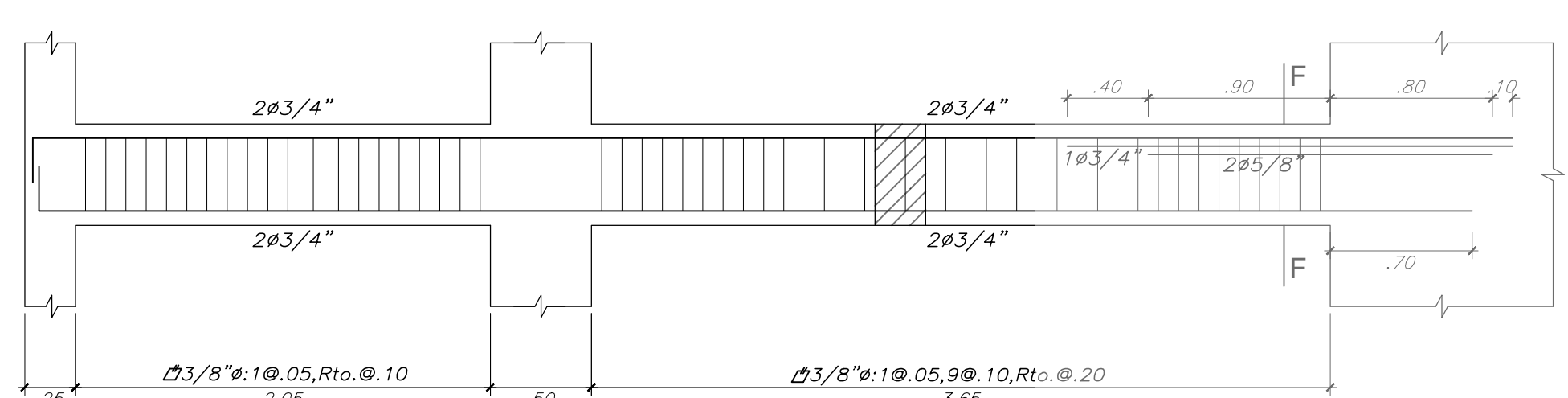
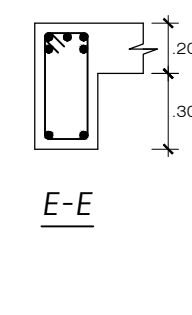
VIGA VP-02 (.25x.50)



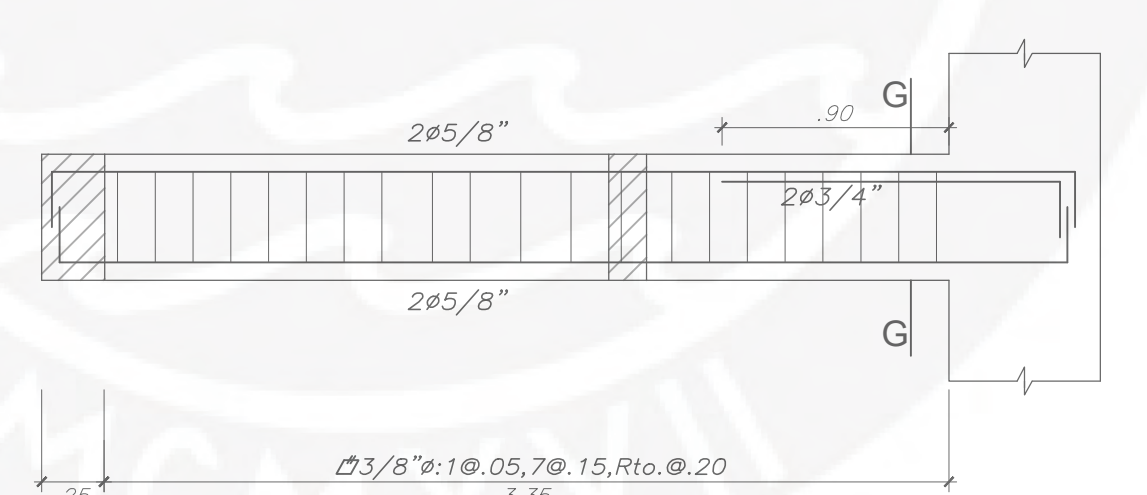
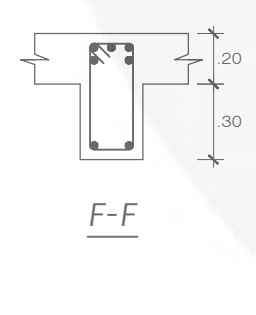
VIGA VP-04 (.25x.50)



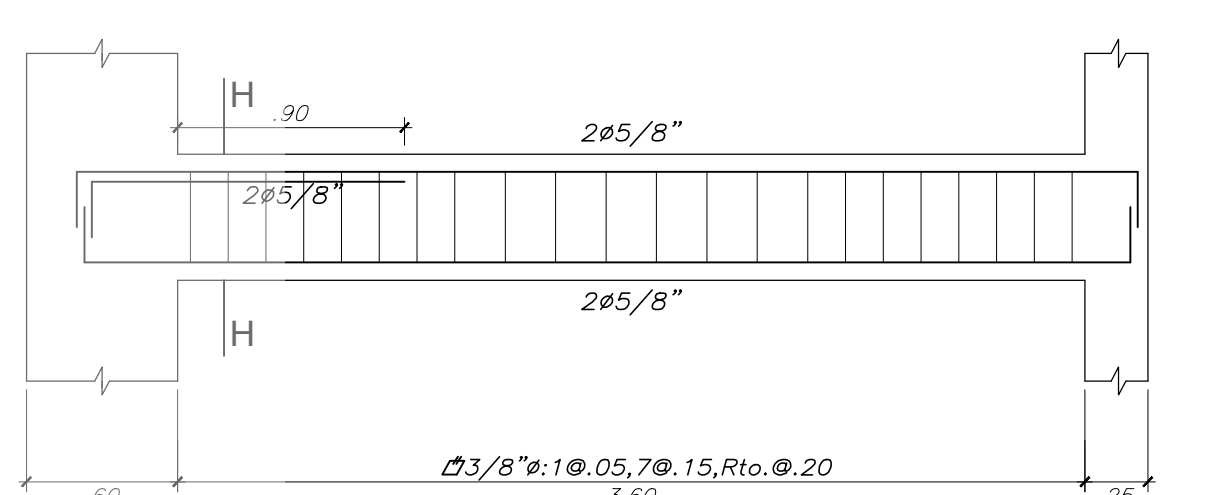
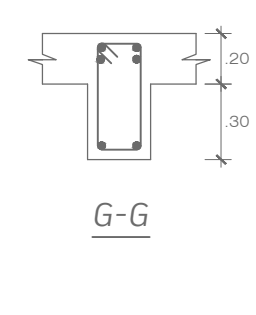
VIGA VP-05 (.25x.50)



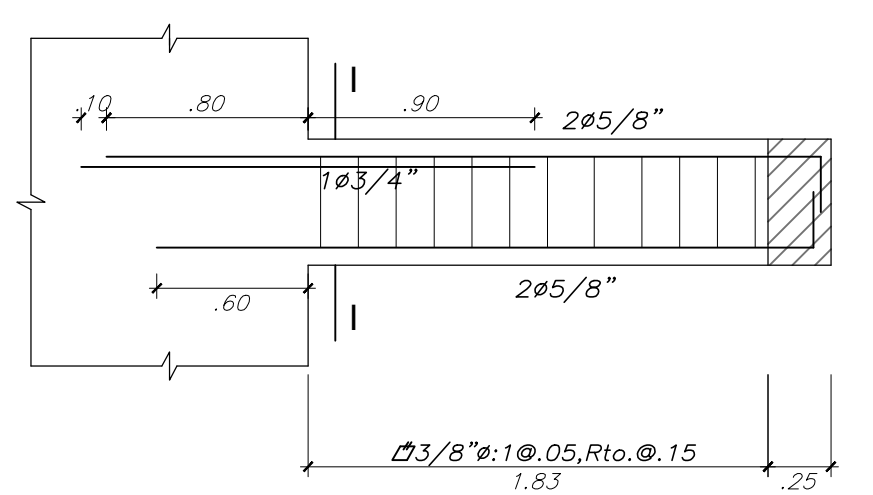
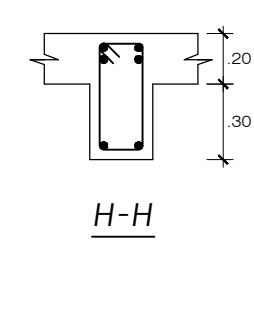
VIGA VP-06 (.25x.50)



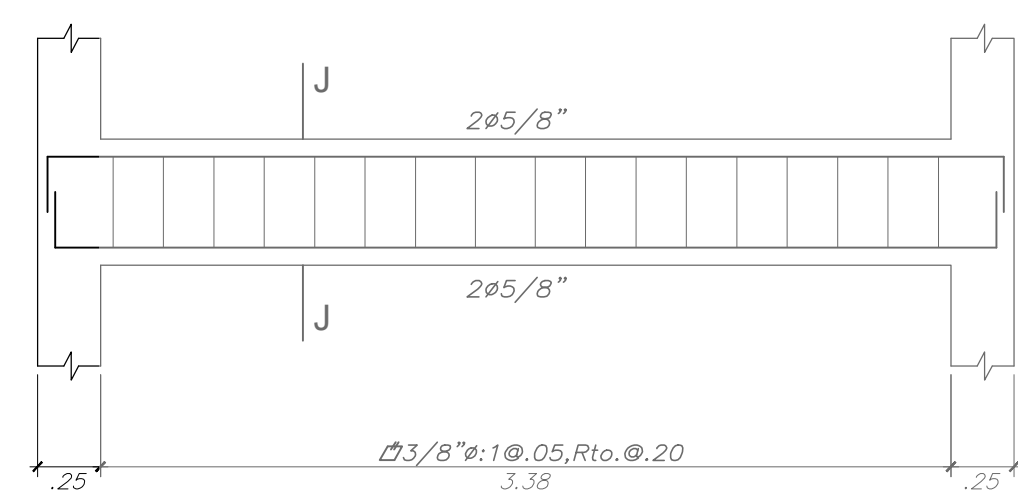
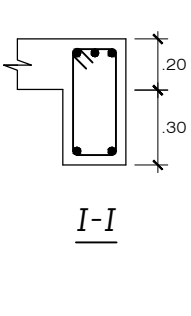
VIGA VP-07 (.25x.50)



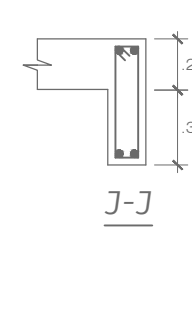
VIGA VP-08 (.25x.50)




VIGA VP-09 (.25x.50)

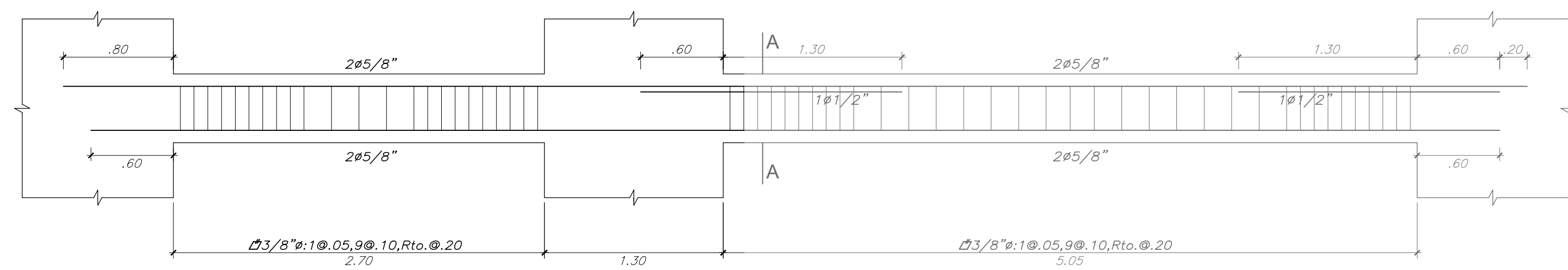


VIGA VS-01 (.15x.50)

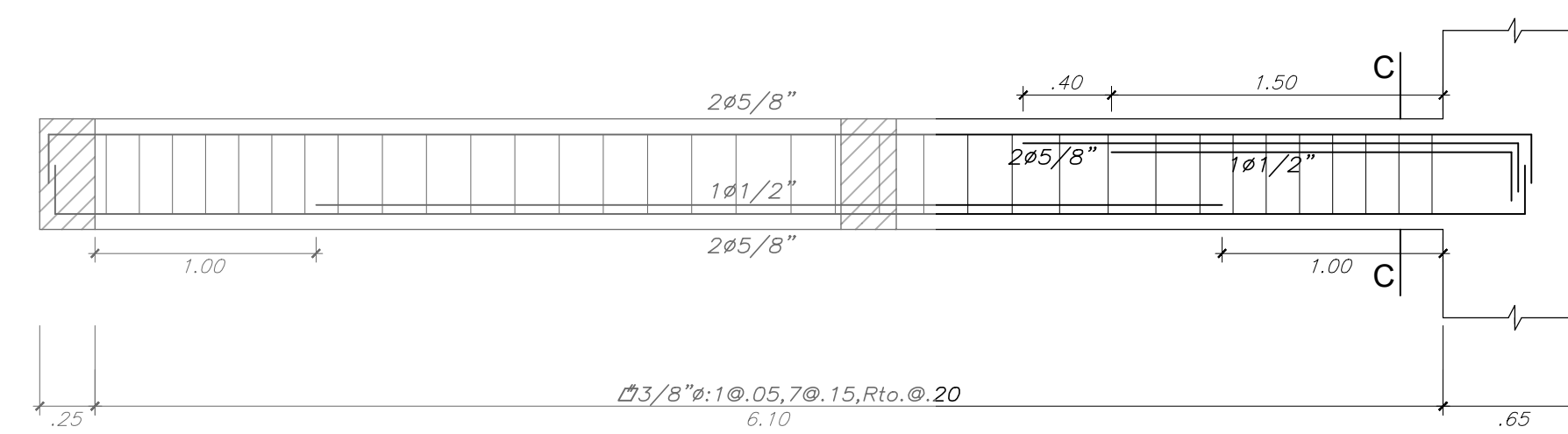
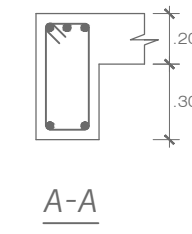


PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
JULIO BANCES CONTRERAS			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	VIGAS DE PISO TÍPICO (1ER AL 5TO PISO)	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ESTRUCTURA	1/30	JUNIO 2020	

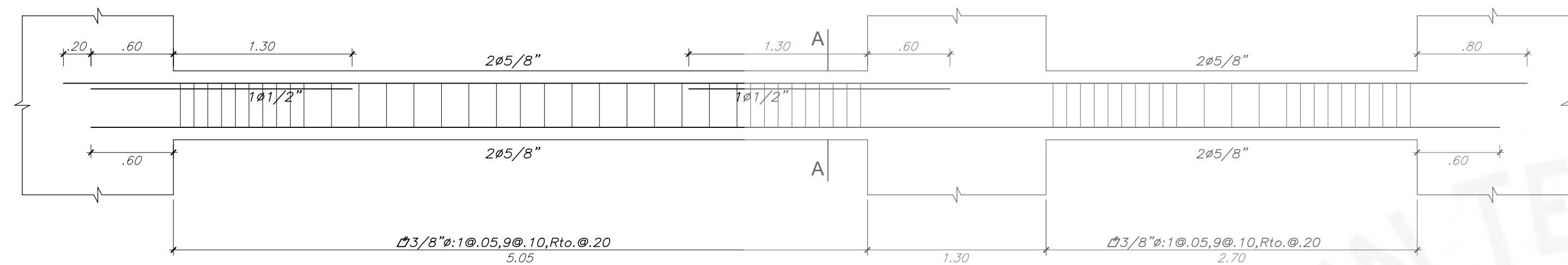
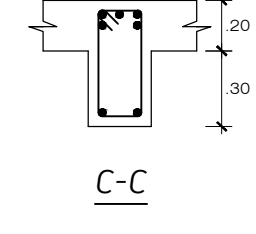
E-09



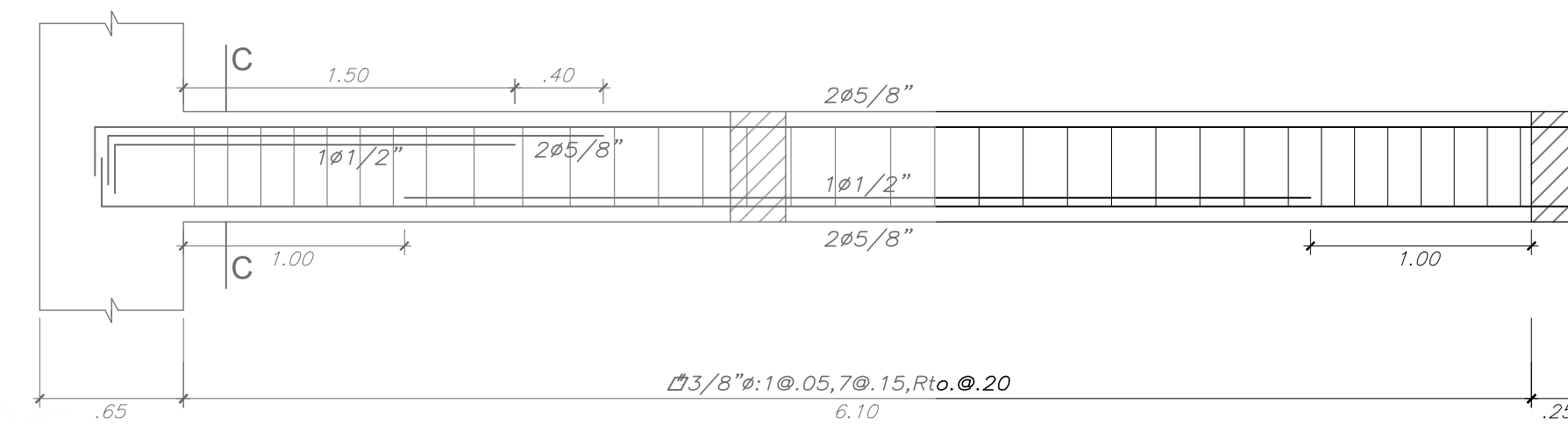
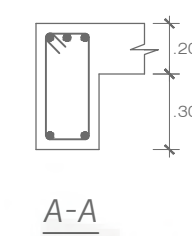
VIGA VT-01 (.25x.50)



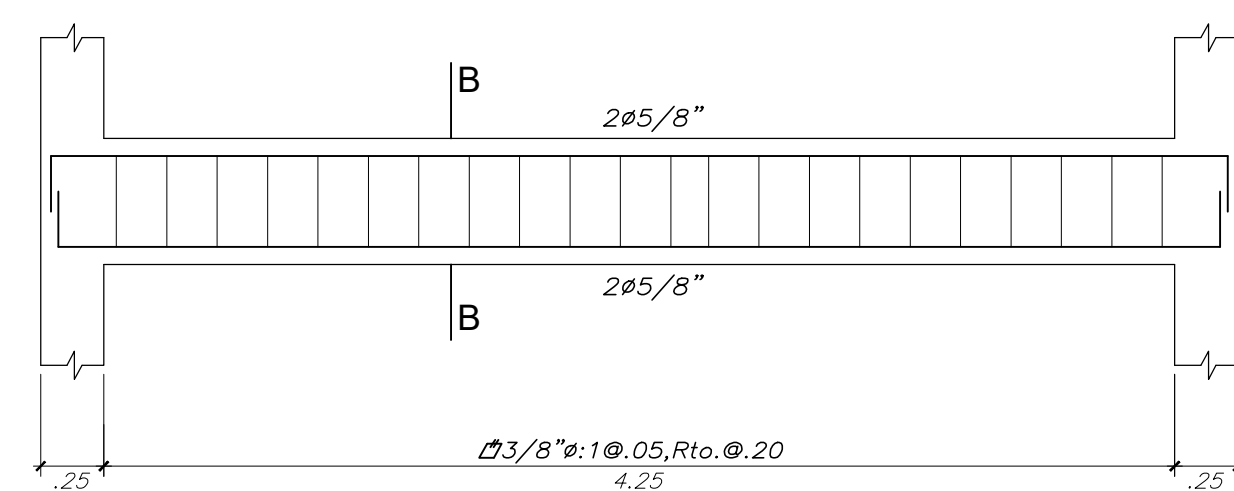
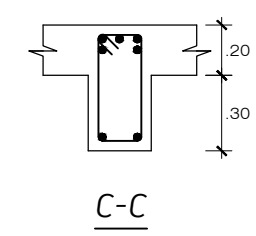
VIGA VT-03 (.25x.50)



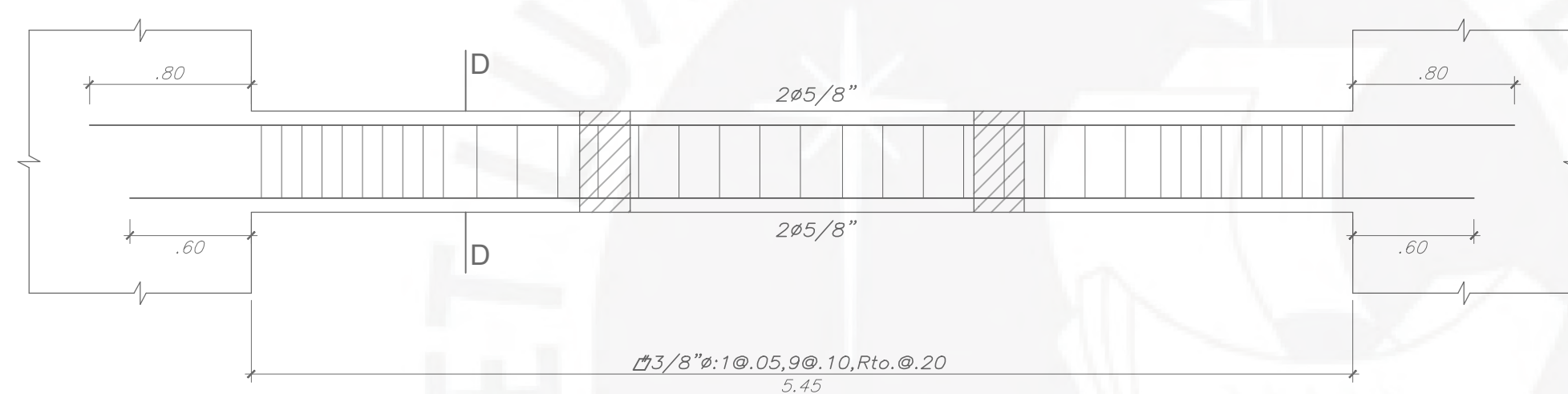
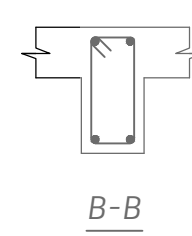
VIGA VT-01A (.25x.50)



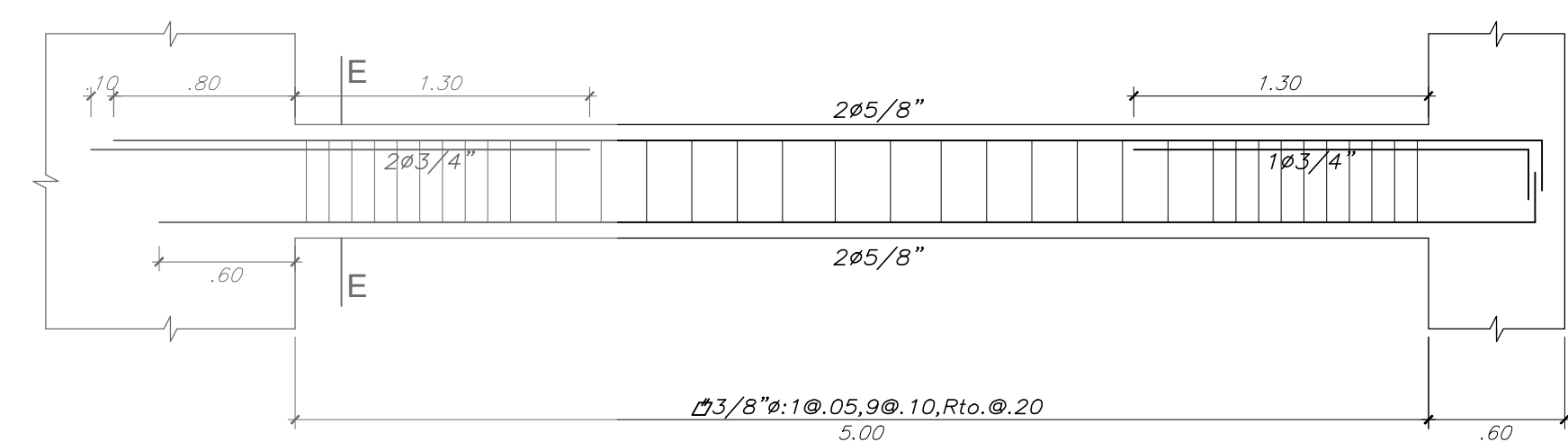
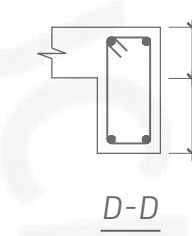
VIGA VT-03A (.25x.50)



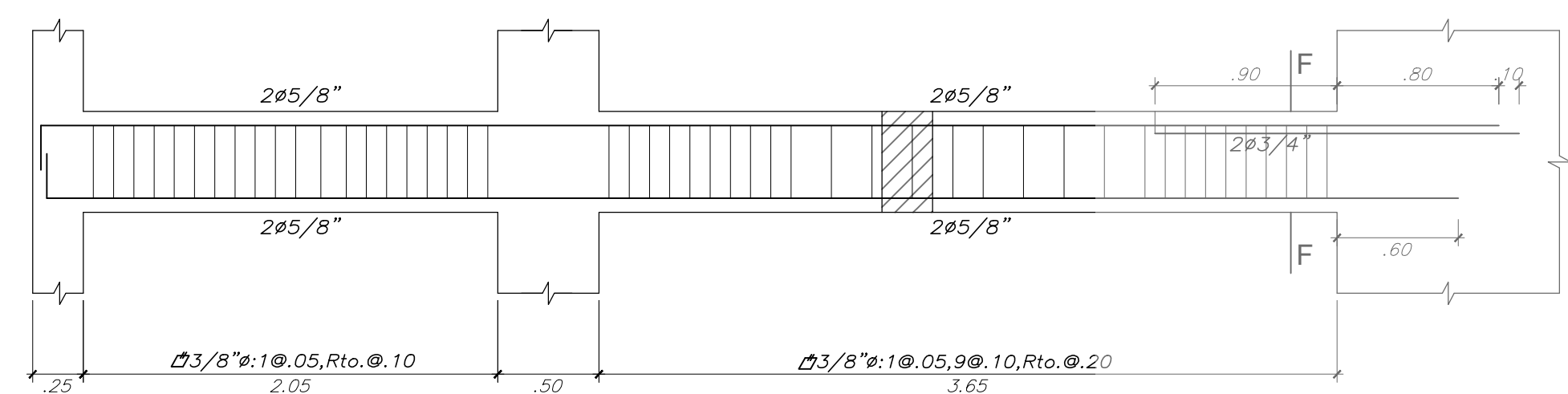
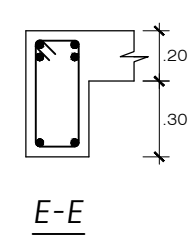
VIGA VT-02 (.25x.50)



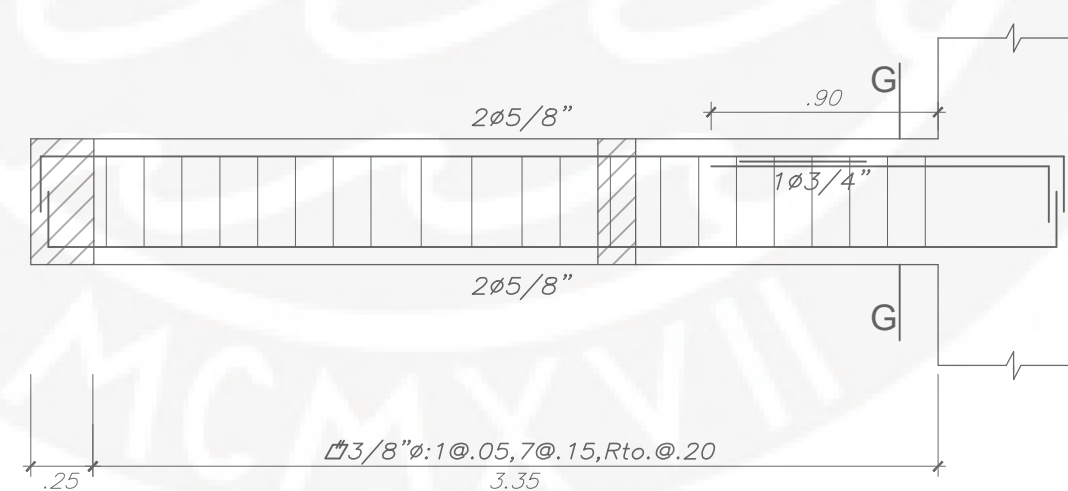
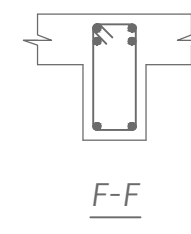
VIGA VT-04 (.25x.50)



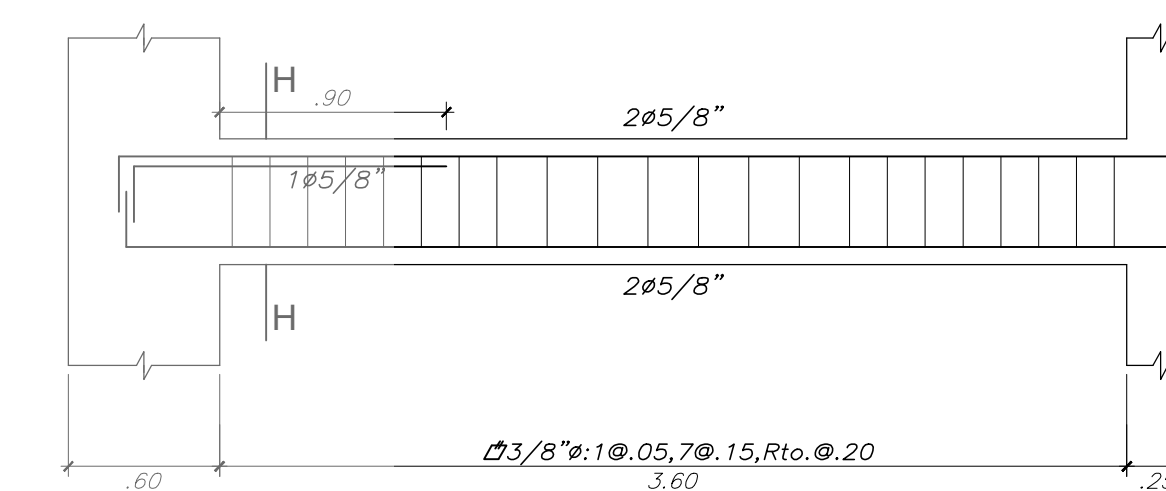
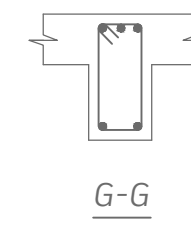
VIGA VT-05 (.25x.50)



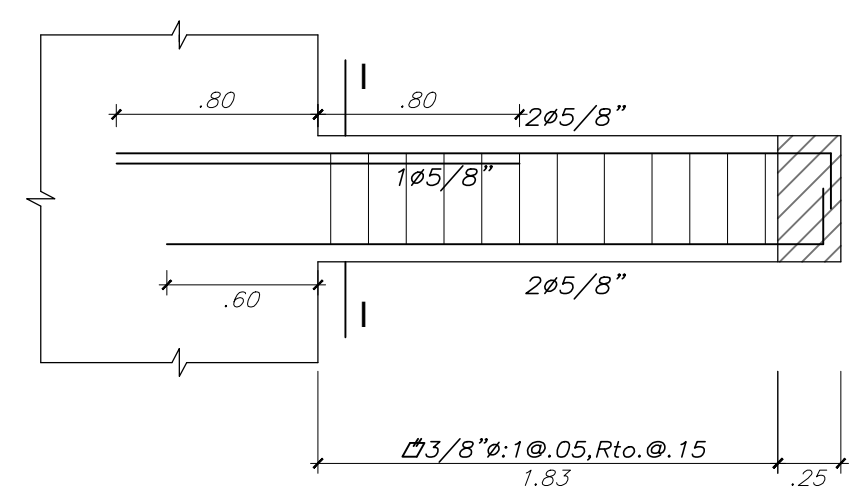
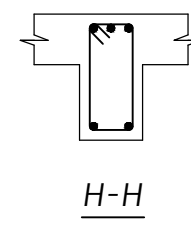
VIGA VT-06 (.25x.50)



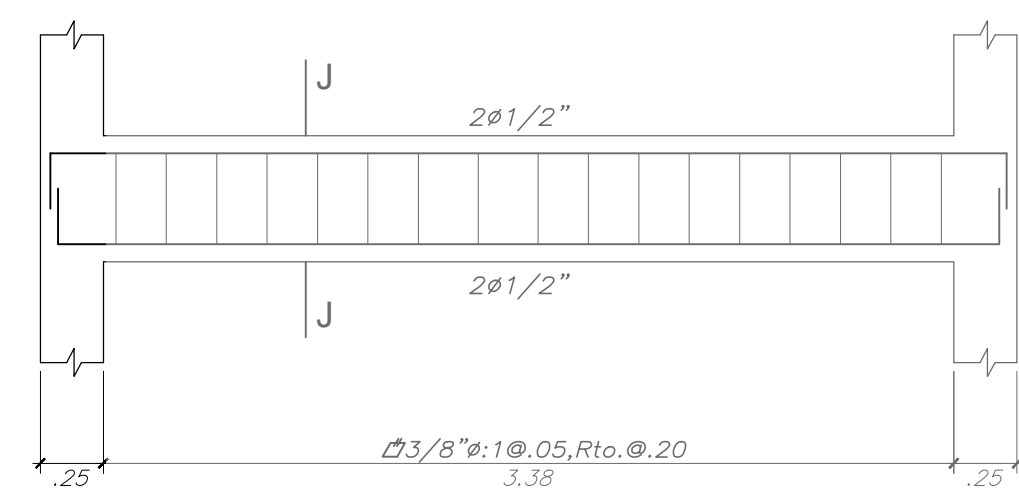
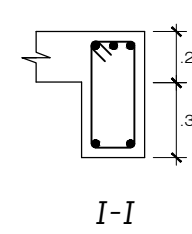
VIGA VT-07 (.25x.50)



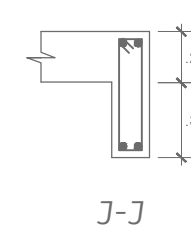
VIGA VT-08 (.25x.50)




VIGA VT-09 (.25x.50)



VIGA VTS-01 (.15x.50)



PROYECTO:			
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS EN SURQUILLO</b>			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
<b>JULIO BANCES CONTRERAS</b>			
	ASESOR:	<b>ING. JOSE ACERO MARTINEZ</b>	
	PLANO:	<b>VIGAS DE AZOTEA (6TO PISO)</b>	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ESTRUCTURA	1/30	JUNIO 2020	
			<b>E-10</b>